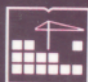
TRẦN THANH GIÁM - TẠ TIẾN ĐẠT

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ
Công trình ngầm



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

TRẦN THANH GIÁM, TẠ TIẾN ĐẠT

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ
CÔNG TRÌNH NGẦM

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG - 2002

LỜI NÓI ĐẦU

Trên thế giới, công trình ngầm đã được phát triển rất phổ biến và xây dựng hiện đại. Những công trình này phục vụ cho giao thông vận tải xuyên qua núi cao, sông rộng, hệ thống giao thông đô thị lớn; khai thác khoáng sản; nhà máy, kho tàng, nhà hát; công trình thuỷ công và cho mục đích an ninh quốc phòng...

Ở nước ta, những năm gần đây, đã và đang xây dựng một số công trình ngầm có quy mô trung bình và khá phức tạp trong các tầng đá cứng chắc với sự giúp đỡ của các chuyên gia nước ngoài như Thuỷ điện Hoà Bình, Trị An, Yali, Nhà máy xi măng Hoàng Mai; đường hầm xuyên đèo Hải Vân,... Và trong tương lai các đô thị lớn như Hà Nội, thành phố Hồ Chí Minh,... việc xây dựng các công trình giao thông ngầm sẽ trở nên bức thiết nhằm khắc phục nạn ách tắc giao thông và nhu cầu về phát triển kinh tế tại các đô thị hiện đại.

Song, trên thực tế, kinh nghiệm về thiết kế và thi công xây dựng công trình ngầm ở ta còn chưa đáng kể, đội ngũ cán bộ và công nhân chuyên ngành có tay nghề cao còn thiếu; các tài liệu nghiên cứu về thiết kế, thi công và khai thác công trình ngầm còn khan hiếm. Điều đó phần nào gây khó khăn và lúng túng trong việc nghiên cứu, học tập cho sinh viên ngành khai thác mỏ, ngành xây dựng công trình ngầm; cũng như việc tính toán thiết kế thi công của các cán bộ kĩ thuật xây dựng có liên quan trong lĩnh vực này. Còn các tài liệu đã có phần nhiều lại chỉ đề cập đến lí thuyết cơ bản và biện pháp thi công công trình ngầm trong lĩnh vực giao thông và thuỷ điện.

Để góp phần khắc phục những tồn tại trên và hi vọng cung

*cấp thêm tài liệu tham khảo hữu ích, chúng tôi mạnh dạn biên soạn cuốn sách "**Tính toán thiết kế công trình ngầm**". Cuốn sách đề cập đến những vấn đề cơ bản của các loại công trình ngầm; những đặc điểm về tính chất cơ - lí của đất đá có ảnh hưởng đến quá trình đánh giá điều kiện địa kĩ thuật, chọn giải pháp và số liệu thiết yếu phục vụ cho việc thiết kế công trình ngầm; những nội dung tính toán thiết kế (quy mô, niên hạn sử dụng, loại vật liệu làm vỏ hầm, độ sâu, hình dạng mặt cắt ngang, khả năng thi công...) cho từng loại công trình ngầm. Cuốn sách đã cố gắng đề cập đến những vấn đề tổng quát và cơ bản trên cơ sở phân tích, chọn lọc các lí thuyết và kinh nghiệm đang được sử dụng trên thế giới về nhiều nội dung cần thiết trong quá trình tính toán thiết kế công trình ngầm. Ngoài phần trình bày lí thuyết còn có các ví dụ và bài giải trình bày cụ thể cách tính toán thiết kế các bộ phận của từng loại công trình ngầm. Những ví dụ này giúp bạn đọc dễ nắm bắt được trình tự, nội dung và các yêu cầu trong quá trình tính toán thiết kế công trình ngầm ở điều kiện cụ thể. Phần cuối sách có các bảng phụ lục dùng để tra cứu trong quá trình tính toán thiết kế. Tóm lại nội dung trình bày trong cuốn sách giúp người sử dụng có thể tính toán thiết kế một công trình cụ thể và trọn vẹn.*

Vì tính toán thiết kế công trình ngầm là lĩnh vực rất phức tạp nên chắc chắn cuốn sách không tránh khỏi những thiếu sót và hạn chế, chúng tôi rất mong nhận được ý kiến đóng góp của bạn đọc để cuốn sách thêm hoàn chỉnh và tiện ích hơn.

Nhân đây các tác giả xin bày tỏ lòng biết ơn đối với Nhà xuất bản Xây dựng, trường Đại học Xây dựng và các bạn đồng nghiệp đã nhiệt tình giúp đỡ, động viên khuyến khích, tạo điều kiện cho cuốn sách sớm ra mắt bạn đọc.

Các tác giả

Chương I

KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ CÔNG TRÌNH NGẦM

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

Xây dựng công trình ngầm ngày càng trở nên bức thiết trong nền kinh tế quốc dân, đặc biệt trong việc xây dựng giao thông đường sắt, đường bộ, giao thông trong các đô thị lớn, xây dựng công trình kĩ thuật hạ tầng. Đặc điểm kĩ thuật và thiết kế thi công công trình ngầm có nhiều điểm khác với công trình xây dựng trên mặt đất.

Các công trình ngầm được xây dựng trong lòng đất, trong lòng núi, có quy mô không lớn nhưng liên quan đến nhiều giải pháp kĩ thuật, chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố chi phối, cho nên phải xem xét tổng hợp nhiều vấn đề: quy mô và tầm quan trọng, độ sâu đặt công trình ngầm, điều kiện địa kĩ thuật, điều kiện địa chất thuỷ văn, kích thước mặt cắt ngang công trình, khả năng thi công, giá thành xây dựng,...

1.1. Phân loại công trình ngầm theo mục đích sử dụng

1 - Công trình ngầm dùng cho vận tải: Hầm đường sắt, hầm tàu điện ngầm, hầm đường ôtô, hầm dẫn nước, hầm vận chuyển quặng,...

2 - Công trình thủy công ngầm : Hầm thuỷ điện, thoát nước và cấp nước,...

3 - Hầm phục vụ kinh doanh đô thị: Hầm đặt đường ống cấp thoát nước; hầm cung cấp gas, đường ống dẫn dầu, nước nóng; đường đặt cáp điện,...

4 - Công trình ngầm có chức năng đặc biệt: Hầm nhà máy, xưởng tuyển quặng, trạm phát điện ngầm, nhà hát, nhà kho, bến xe ngầm,...

5 - Công trình ngầm khai thác khoáng sản.

1.2. Phân loại công trình ngầm theo kích thước tiết diện của chúng

1 - Công trình ngầm tiết diện nhỏ: bề ngang sử dụng $l_0 < 4$m.

2 - Công trình ngầm tiết diện trung bình: bề ngang sử dụng 4m $\leq l_0 \leq$ 8-10m

3 - Công trình ngầm tiết diện lớn: bề ngang sử dụng l_0 > 8 - 10m và diện tích tiết diện > 100m^2.

Ngoài ra còn có thể phân loại theo vị trí xây dựng, hình dạng vỏ hầm và phương pháp thi công,...

1.3. Các hạng mục công việc trong quá trình thiết kế công trình ngầm

1 - Khảo sát, điều tra, quy hoạch tổng thể khu vực xây dựng công trình ngầm.

2 - Tính toán thiết kế và lập bản vẽ thi công.

3 - Lập tổng dự toán và biện pháp thi công.

Việc trước tiên và đóng vai trò quan trọng là điều tra, thăm dò để thu thập tài liệu cần thiết phục vụ cho việc chọn phương án thiết kế, quy mô và vị trí công trình, giải pháp thi công, đánh giá điều kiện kinh tế kĩ thuật của từng phương án đề xuất.

1.4. Nhiệm vụ và nội dung công tác khảo sát khu vực dự kiến xây dựng

1 - Điều kiện địa hình, dân cư kinh tế: trạng thái phân bố của chiều dày lớp phủ, mức độ phân cắt, vị trí đường phân thuỷ, các điều kiện xây dựng công trình phụ trợ: khả năng cấp nước, đường giao thông, nguồn động lực và vật liệu xây dựng tại chỗ,...

2 - Điều kiện khí tượng thuỷ văn: lượng mưa, mùa mưa trong năm, các bồn nước mặt, diện tích lưu vực, chiều dòng chảy, đỉnh lũ, nhiệt độ, chế độ sức gió,...

3 - Điều kiện, đặc điểm cấu tạo địa chất: các yếu tố thế nằm của địa tầng, các đứt gãy và nếp uốn, các đới phá huỷ kiến tạo,... các hiện tượng địa chất tự nhiên.

4 - Đặc điểm tính chất cơ lí của các lớp đất đá có trong khu vực nghiên cứu.

5 - Điều kiện địa chất thuỷ văn: Loại tầng chứa nước, chiều và vận tốc dòng thấm, động thái nước dưới đất (lưu lượng, mực nước, thành phần hoá học,...).

Để hoàn thành đầy đủ nhiệm vụ và nội dung trên phải tiến hành thu thập tài liệu đã có sẵn, tiến hành các công tác thị sát, thăm dò và quan trắc, thí nghiệm ở hiện trường và thí nghiệm trong phòng. Lựa chọn phương pháp khảo sát hợp lí. Tổng hợp số liệu, chỉnh lí, lập báo cáo công tác khảo sát địa kĩ thuật, các bình đồ và mặt cắt địa kĩ thuật, đề xuất các giải pháp kĩ thuật, phương án xây dựng công trình ngầm. Công trình ngầm thường có hình dạng mặt cắt ngang là: hình tròn, hình móng ngựa, vách đứng vòm tròn, hình thang cân và hình quả xoan,... Dạng tiết diện hình tròn phù hợp với vùng đất yếu, vùng có mực nước ngầm gần mặt đất, cột áp lực lớn hoặc hầm dẫn nước áp lực cao,...

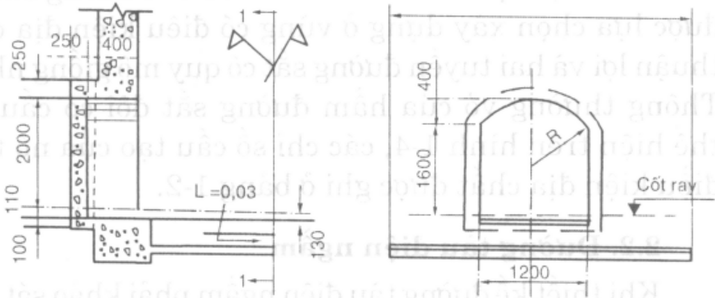
Khi có áp lực đất lớn và tác dụng trực tiếp vào vòm hầm nên dùng loại có tiết diện hình móng ngựa. Dạng có vách đứng trần cung tròn sử dụng phổ biến nhất,

ứng dụng trong điều kiện áp lực nén vào hầm không lớn. Khi thi công đào hở toàn bộ để xây hầm rồi lấp kín lại, thường dùng hầm tiết diện hình thang cân. Hầm tiết diện xoan được sử dụng khi hầm có kích thước lớn và chịu áp lực cao.

§2. HẦM ĐƯỜNG SẮT VÀ TẦU ĐIỆN NGẦM

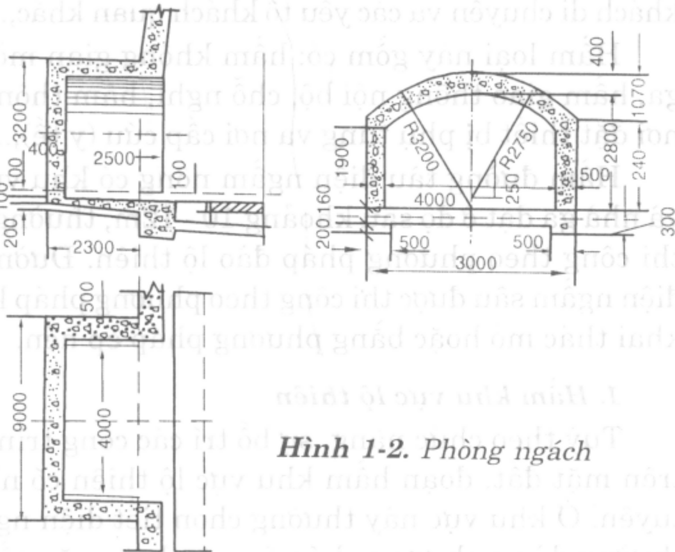
2.1. Hầm đường sắt

Hầm đường sắt phải tuân theo quy định của Nhà nước về tiết diện mặt cắt hữu ích, độ rộng đường ray, độ dốc, độ cong,... Trong hệ thống hầm phải bố trí các ngách tránh cho nhân viên, phòng ngách chứa dụng cụ, vật tư cần thiết. Các ngách tránh thường cách nhau khoảng 40 ~ 50 m, kích thước: rộng 1,2m; cao 1,8 m; và chiều sâu ≥ 0,4m (hình 1-1).



Hình 1.1. Ngách tránh

Phòng ngách được bố trí cách nhau 300m, có kích thước: rộng 2,8m; cao 3,0m và chiều sâu 2,5m (hình 1-2). Hình dạng vỏ hầm đường sắt căn cứ vào điều kiện cấu tạo địa chất. Tuy nhiên, hiện nay hay dùng dạng vách đứng



Hình 1-2. Phòng ngách

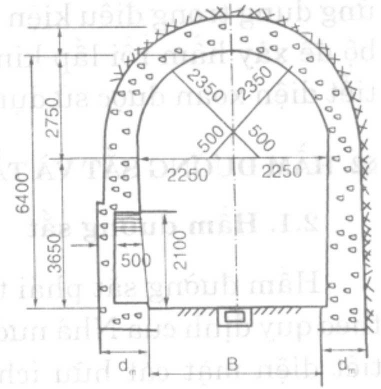
Vòm cung tròn (hình 1- 3). Có các ký hiệu trên hình 1-3 và kích thước ghi trong bảng 1-1.

Bảng 1-1. Các chỉ số theo f_c - Hệ số cường độ đất đá quanh hầm

Chỉ số / Hệ số cường độ	d_0	d_m	d_1	B
$f_c = 3$	550	1240	450	4260
$f_c = 5$	500	1150	400	4400
$f_c = 8$	400	1100	300	4500

Khi dự định xây dựng đường sắt đôi cần nghiên cứu cụ thể hai phương án để so sánh kinh tế kĩ thuật giữa việc xây dựng hai hầm đường sắt đơn với việc xây dựng một đường sắt đôi.

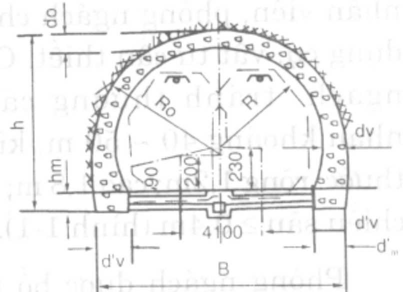
Công tác thi công, quản lí và vận hành hầm đường sắt đôi thuận lợi hơn hai hầm đơn. Hầm đường sắt đôi được lựa chọn xây dựng ở vùng có điều kiện địa chất thuận lợi và hai tuyến đường sắt có quy mô giống nhau. Thông thường vỏ của hầm đường sắt đôi có cấu tạo thể hiện trên hình 1-4, các chỉ số cấu tạo của nó theo điều kiện địa chất được ghi ở bảng 1-2.



Hình1-3. *Cấu tạo vỏ hầm đường sắt đơn*

2.2. Đường tàu điện ngầm

Khi thiết kế đường tàu điện ngầm phải khảo sát chi tiết các điều kiện về: quy hoạch đô thị, mật độ dân, luồng khách di chuyển và các yếu tố khách quan khác,...



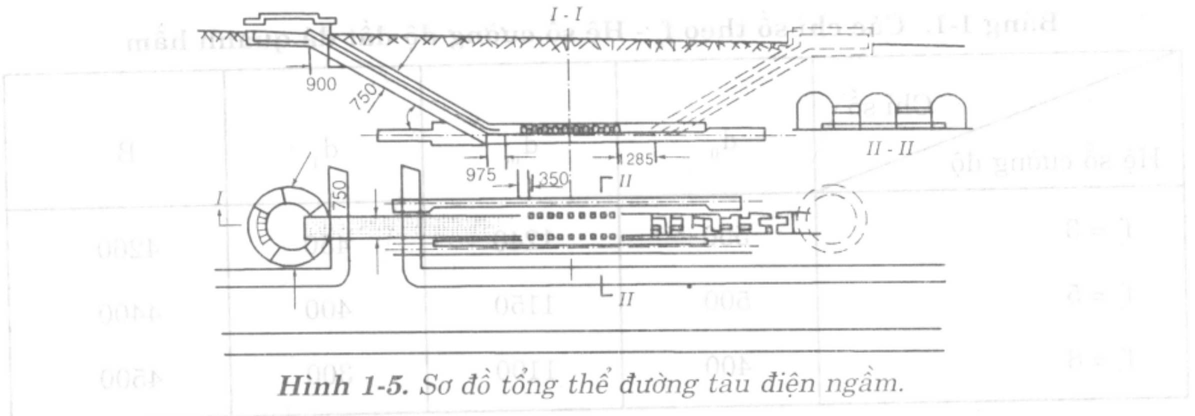
Hình 1-4. *Cấu tạo vỏ hầm đường sắt đôi*

Hầm loại này gồm có: hầm không gian mở, nhà ga, hầm giao thông nội bộ, chỗ nghỉ, hầm thông gió, nơi đặt thiết bị phụ tùng và nơi cấp cứu (y tế),...

Hầm đường tàu điện ngầm nông có khu vực mở và nhà ga đặt ở độ sâu khoảng 10 - 12m, thường được thi công theo phương pháp đào lộ thiên. Đường tàu điện ngầm sâu được thi công theo phương pháp khoan khai thác mỏ hoặc bằng phương pháp ép nén.

1. Hầm khu vực lộ thiên

Tuỳ theo chức năng, sự bố trí các công trình phụ trợ trong lòng đất và đô thị trên mặt đất, đoạn hầm khu vực lộ thiên có những khác biệt so với đường hầm tuyến. Ở khu vực này thường chọn tiết diện ngang là hình tròn, vì khi xây dựng thường dùng phương pháp ép nén hoặc gặp tầng đất yếu và ở những tuyến tàu điện ngầm ở nông thường phải sử dụng tiết diện hình tứ giác cho phù hợp.



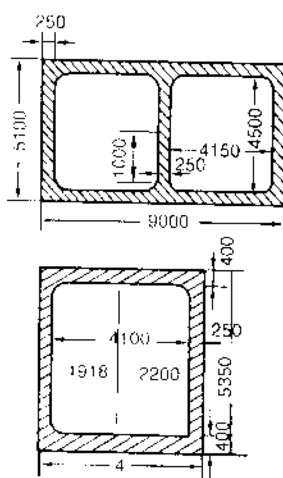
Hình 1-5. *Sơ đồ tổng thể đường tàu điện ngầm.*

Các ví dụ về cấu tạo vỏ bê tông cốt thép tiết diện hình tứ giác thể hiện trên

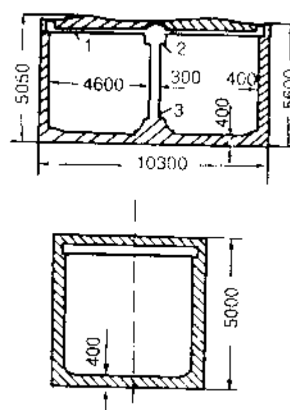
Bảng 1- 2. Giá trị các chỉ số theo điều kiện địa chất

N_o	Điều kiện sử dụng	Đặc trưng đất đá			Thông số mặt cắt (m)									Bêtông m^3/md	
		f_c	γ (T/m³)	Góc φ (độ)	R	R_0	B	h	d_n	d_v	d_v'	d_m'	h_m	Vỏ	Phụ trợ
1	Phiến sét rắn cát kết, đá vôi không rắn, dăm kết yếu	4	2,8	70	5,3	6,1	12,2	9,1	0,5	0,8	1,2	1,4	1,0	18,23	1,68
2	Đá phiến rắn, macnơ chặt sít	3	2,5	70	5,3	6,2	12,4	9,2	0,6	0,9	1,3	1,5	1,0	20,95	1,68
3	Phiến nứt nẻ, đá vôi, macnơ, cát kết yếu, cuội kết chắc	2	2,4	65	5,3	6,3	12,6	9,3	0,7	1,0	1,4	1,6	1,0	23,26	1,68
4	Đất loại sét, phiến nứt nẻ, cuội sỏi	1,5	2	60	5,3	6,7	13,4	9,7	0,8	1,4	1,8	2,0	1,3	32,3	1,68

hình1-6 và hình 1-7. Các thông số kĩ thuật của vỏ có tiết diện hình tứ giác ghi ở bảng 1-3.



Hình 1-6. *Tiết diện tứ giác dùng bê tông đổ tại chỗ*



Hình 1-7. *Tiết diện tứ giác dùng bê tông lắp ghép*

Bảng 1-3. Các thông số kĩ thuật của vỏ tiết diện hình tứ giác

Hình dạng và các chỉ số cấu tạo vỏ hầm	Tải tính toán t/m^2		Tính cho 1m dài đường hầm					
	Tải dọc	Tải ngang	Khối lượng bê tông		Cốt thép (kg)		Kích thước cấu kiện (m)	Chiều dài đoạn giáp nối (m)
			Tấn	m^3	Cốt thép	Thép buộc		
Cấu tạo BTCT đổ tại chỗ đường đôi (hình 1- 6a)	21,8	8,3	22	9,14	958	4	-	-
Cấu tạo BTCT đổ tại chỗ đường đơn (hình 1- 6b)	23,0	9,0	15,8	6,6	490	2	-	-
Cấu tạo BTCT lắp ghép đường đôi (hình 1- 7a)	13,0	6	-	-	916	11	-	12,7
Đáy và thành BTCT đổ tại chỗ:	-	-	-	9,18	-	-	-	-
Cột 3	-	-	1,1	0,44	-	-	3,5×0,4×0,3	-
Vách ngăn 2	-	-	2,22	0,89	-	-	2,3×0,9×0,6	-
Tấm đậy 1	13	-	3,45	1,38	-	-	4,85×1,0×0,5	-
Cấu tạo BTCT lắp ghép đường đơn (hình1-7b)	13	6	-	-	83	-	-	5,56
Đáy và thành BTCT đổ tại chỗ	-	-	-	6,3	-	-	-	-
Tấm đậy BTCT 1	13	-	5	1,43	-	-	5×1,4×0,5	-

2. Nhà ga tàu điện ngầm

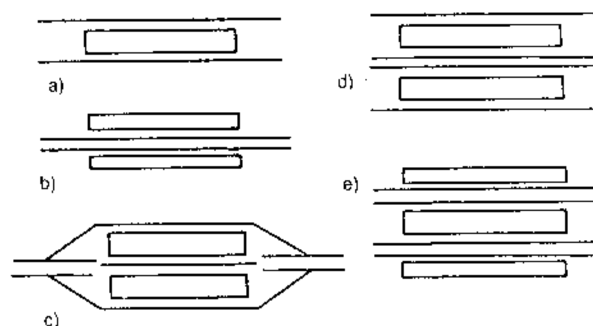
Nơi nhà ga có các công trình quan trọng, phức tạp nhất trong hệ thống tuyến.

1) Phân loại nhà ga theo số sân chờ:

a- Ga có 1 sân chờ (hình 1- 8a);

b- Ga có 2 sân chờ (hình 1-8b);

c- Ga có 3 sân chờ (hình 1-8c).



***Hình 1-8.** Bố trí các kiểu tránh tầu*

2) Phân loại theo cấu tạo nhà ga.

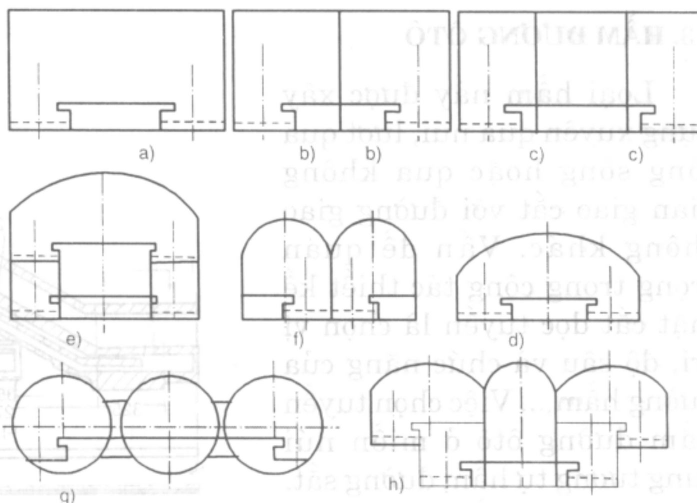
a - Ga có 1 khoang tiết diện vuông (hình 1-9a);

b - Ga có 2 khoang tiết diện vuông (hình 1-9b);

c - Ga có 3 khoang tiết diện vuông (hình 1-9c);

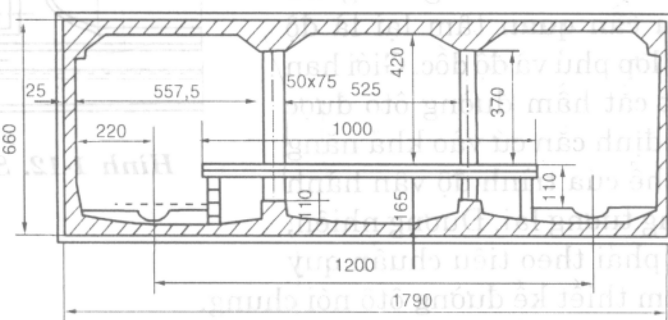
d - Ga có nhiều loại tiết diện khoang:

- Ga trong 1 hầm vòm (hình 1-9d và 1-9e).
- Ga trong 2 hầm vòm (hình 1-9f).
- Ga trong 3 hầm vòm (hình 1-9g và 1-9h)
- Ga trong nhiều hầm vòm.

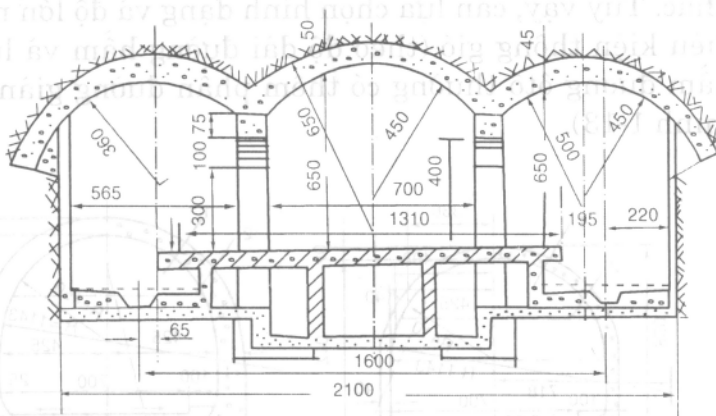


Hình 1-9. Các kiểu mặt cắt ngầm ga

Ngoài ra nhà ga tàu điện ngầm còn được phân loại theo kiểu vận hành, vật liệu chế tạo vỏ, phương pháp thi công,.. Cấu tạo (vẽ trên hình 1-9a, b, c) dùng cho nhà ga ở gần mặt đất, công trình chủ yếu được dùng là vỏ BTCT đổ tại chỗ hoặc kết hợp cả bêtông lắp ghép (hình 1-10). Trên hình 1-9f vẽ mặt cắt ngang của đường tầu điện ngầm được thi công theo phương pháp khoan nén; các tiết diện (trên hình 1- 9d và e) được thi công bằng phương pháp khai mỏ. Công trình nhà ga có 2 hầm vòm trở lên cần bố trí vách ngăn (vách nhân tạo hoặc vách đá tự nhiên) hay trụ ở giữa tuỳ thuộc vào điều kiện địa chất (độ lớn và phương tác dụng của tải trọng) và điều kiện vận hành phù hợp với điều kiện kinh tế kĩ thuật cụ thể. Trên hình 1.11 thể hiện cấu tạo vỏ gồm 3 khoang vòm đặt trong đá cứng chắc để bố trí ga tàu điện ngầm.



Hình1-10. Cấu tạo vỏ đổ tại chỗ 3 khoang vuông



Hình1-11. Cấu tạo vỏ khối nhà ga 3 cung vòm

3. Các công trình ngầm khác

Trong hệ thống tàu điện ngầm, ngoài đường hầm dạng hở, nhà ga còn có các đường hầm (nghiêng hoặc đứng) phục vụ hành khách đi từ mặt đất xuống sân ga, đường thông gió, đường cấp điện nước, trạm cấp cứu,...

§ 3. HẦM ĐƯỜNG ÔTÔ

Loại hầm này được xây dựng xuyên qua núi, lượt qua lòng sông hoặc qua không gian giao cắt với đường giao thông khác. Vấn đề quan trọng trong công tác thiết kế mặt cắt dọc tuyến là chọn vị trí, độ sâu và chức năng của đường hầm,... Việc chọn tuyến hầm đường ôtô ở miền núi cũng tương tự hầm đường sắt. Tuy vậy, khi hầm đường ôtô vượt qua dưới lòng sông thì điều cần quan tâm lại là độ dày lớp phủ và độ dốc. Giới hạn mặt cắt hầm đường ôtô được xác định căn cứ vào khả năng cụ thể của trình độ vận hành trong tương lai. Đương nhiên, còn phải theo tiêu chuẩn quy phạm thiết kế đường ôtô nói chung.

Hình 1-12. Sơ đồ bố trí hầm điều áp kiêm thông gió

Lớp vỏ hầm đường ôtô nhìn chung cũng giống vỏ của các công trình ngầm khác. Tuy vậy, cần lựa chọn hình dạng và độ lớn mặt cắt ngang sao cho phù hợp điều kiện thông gió (theo độ dài đường hầm và lượng khí cần thay đổi). Trong hầm đường ôtô thường có thêm phần đường giành cho người đi bộ dọc hai bên (hình 1-13).

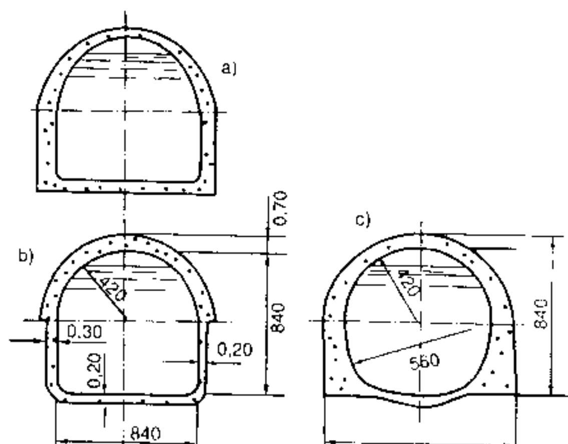
Hình 1-13. Cấu tạo mặt cắt ngang hầm đường ôtô

Hầm đường ôtô (hình 1-13a) được xây dựng trong đá có cấu tạo nền đơn giản. Ngược lại, hầm đi qua đá nứt nẻ mạnh có mạch nước ngầm (hình 1-13b) thì cấu tạo nền rất phức tạp,...

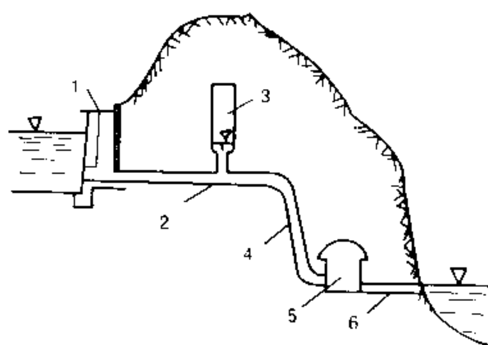
Khi hầm đường ôtô (hình 1-13c) được xây dựng qua đất đá yếu và có tính thấm nước lớn cần phải có lớp chống thấm (dày hơn 20mm), chọn cấu tạo nền và kích thước rãnh thoát nước phù hợp với lưu lượng nước chảy ra. Khi hầm đường ôtô dài hơn 300m cần bố trí ngách tránh có kích thước: rộng 2m, cao 2,5m và độ sâu (lõm vào vách) 2m làm phòng duy tu bảo dưỡng. Hầm có đường đi bộ một phía (để kiểm tra bảo dưỡng) thường bố trí với khoảng cách 250m một ngách; hầm có hai tuyến để đi kiểm tra bảo dưỡng nên đặt ngách so le và khoảng cách giữa các ngách cùng phía là 500m.

§4. ĐƯỜNG HẦM DẪN NƯỚC

Hầm dẫn nước gồm có: hầm thuỷ điện, hầm cấp nước và hầm thoát nước,... Mỗi loại hầm này có yêu cầu kinh tế kĩ thuật (điều kiện vận hành, kĩ thuật thi công, điều kiện kinh tế,...) khác nhau. Các công trình này được phân chia theo mức độ áp lực của nước: công trình ngầm không áp lực và công trình ngầm có áp lực nước bên trong hầm; hoặc phân chia theo hình dáng tiết diện ngang hay kiểu dáng lớp vỏ bảo vệ (hình 1-14).Trường hợp hầm chịu địa áp thẳng đứng, lớp vỏ có cấu tạo vòm tròn đặt trên thành đứng (hình 1-14a, b). Trường hợp có cả áp lực bên của đất đá nên dùng vỏ dạng cung tròn (hình 1- 14c). Đường hầm dẫn nước có áp lực dùng tiết diện vỏ hình tròn, vỏ làm bằng BTCT có độ dày tuỳ theo áp lực đất và áp lực nước. Trước khi thi công lớp vỏ phải dùng vữa ximăng phụt vào đất đá ở vách hầm để tăng sự liên kết và giảm tính thấm nước của đất đá. Độ dày lớp vỏ bê tông ≥ 20 cm, có khi dùng thêm cốt thép để tăng độ bền của vỏ hoặc dùng thép tấm 2 lớp. Qua hình 1-15 cho thấy, tuỳ theo điều kiện cụ thể hệ thống đương hầm có đoạn là hầm có áp lực và đoạn là hầm không áp lực.



Hình 1-14. *Cấu tạo vỏ hầm dẫn nước không áp.*



Hình1-15. *Sơ đồ hầm thuỷ lực phát điện*

1 - Cửa thu nước; 2 - Hầm dẫn nước; 3 - Trạm điều áp; 4 - Hầm áp lực; 5 - Trạm phát điện; 6 - Hầm xả nước

Tuỳ theo quy mô của máy phát điện kích thước hầm đặt trạm máy có các loại sau:

- Chiều rộng : 12 ~ 25,4m;
- Chiều cao : 17 ~ 43m;
- Chiều dài : 30 ~ 348m.

Công trình ngầm có tiết diện càng lớn càng phải khảo sát địa kĩ thuật tỉ mỉ và cụ thể để có biện pháp xử lí kĩ thuật, giải pháp thi công hợp lí và kinh tế nhất. Đối với khu vực có điều kiện địa chất thuận lợi (đá cứng chắc và ít nứt nẻ) chỉ cần gia cố thêm vỏ ở trần hầm, còn vách hầm dùng lớp bê tông cốt thép mỏng hoặc gia cố bằng bulông neo kết hợp ghép ván gỗ.

§5. HẦM LÒ KHAI KHOÁNG

Trong hệ thống hầm lò khai thác quặng có các loại: lò ngang, lò chợ, lò đứng và lò nghiêng. Lò ngang dùng để vận chuyển là chính, ngoài ra còn có lò phụ trợ, lọ liên kết.

5.1. Lò ngang và lò liên kết

Lò đứng hoặc lò ngang dùng để vận chuyển cần quan tâm nhiều đến lớp vỏ gia cường. Các đường lò khai thác thường rất dài và đi qua nhiều nơi có điều kiện cấu tạo địa chất phức tạp. Vì vậy, tiết diện mặt cắt có nhiều hình dạng khác nhau. Đây là loại hầm bán vĩnh cửu. Các cách phân loại hầm lò ngang:

a) Phân loại theo vật liệu chống lò: lò chống bằng gỗ, lò chống bằng thép, lò chống bằng lớp vỏ bê tông hoặc bê tông cốt thép.

b) Phân loại theo chức năng và tuổi thọ của lò: chống đỡ tạm thời và chống đỡ vĩnh cửu.

c) Phân loại theo đặc điểm cấu tạo: chống lò kiểu co dãn và kiểu cố định.

d) Phân loại theo hình dạng chống lò: dạng tứ giác, hình thang, cung tròn,...

Độ lớn tiết diện ngang của đường hầm ngang phụ thuộc vào kích thước phương tiện vận chuyển, máy móc (xe goòng, xe điện, băng tải,...) thiết bị thông gió, số đường ray, cách di chuyển của công nhân, chức năng và tuổi thọ của đường hầm. Các thông số chỉ tiêu kĩ thuật và điều kiện an toàn của hầm ngang thường dùng như sau:

– Trường hợp đường hầm thẳng:

Chiều rộng lối cho người đi > 70cm; khoảng cách giữa các phương tiện vận chuyển > 20cm; khoảng cách thiết bị và vách > 20cm (chống bằng gỗ > 25cm); chiều cao từ đỉnh mặt ray đến đường dây điện > 1,9m. Lớp sỏi đệm dưới tà vẹt dày ≥ 10cm.

– Trường hợp đường hầm cong:

Phải dùng kích thước rộng hơn đường hầm thẳng. Bán kính cong R < 15m thì lấy thêm bán kính phía ngoài > 25cm và phía trong > 20cm. Khi R > 15m thì phía ngoài rộng thêm 15cm và phía trong rộng thêm 10cm.

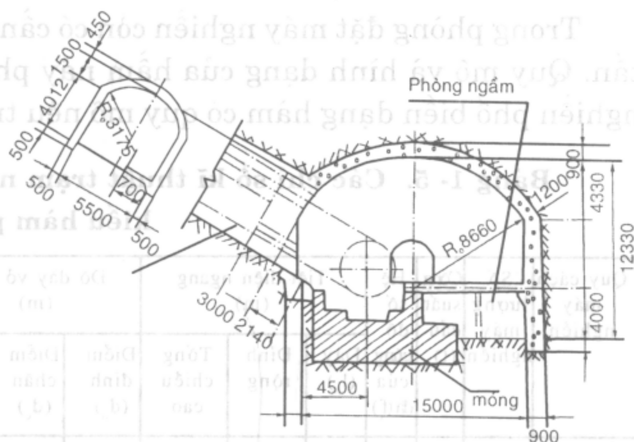
– Quy cách đường ray: Ray 10kg/m dùng cho xe điện loại 10 tấn; Ray 24kg/m dùng cho xe điện 14 tấn và ray 15kg/m dùng cho loại goòng đẩy.

– Các loại đường ống dẫn được bố trí phía đối diện lối dành cho người đi. Dây tín hiệu, dây điện ánh sáng bố trí phía lối cho người đi.

– Rãnh thoát nước : tuân thủ theo TCVN.

– Tốc độ thông gió : trong đường hầm vận tải chính và hầm thông gió chính dưới 8m/s; trong hầm lên xuống chính cũng vậy, các hầm khác đạt dưới 6m/s.

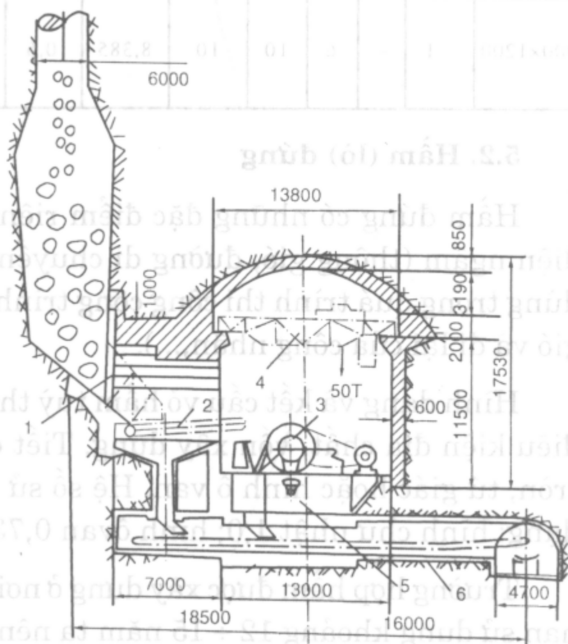
Ở khu vực trung tâm công trình ngầm còn có các hầm phụ trợ để bố trí các thiết bị: hầm ngách nối nhau, trạm bơm chính, đường thu nước, trạm biến thế, kho thuốc nổ, kho xe điện, phòng sửa chữa, phòng nạp điện, nơi nạp quặng, máy thông gió, phòng cấp cứu, trạm y tế, phòng khí nén, kho tàng và phòng điều hành,... Các hầm này cũng được chống đỡ bằng gỗ hoặc bằng bê tông hay BTCT, tuỳ thuộc vào tuổi thọ của hầm, điều kiện địa chất và độ lớn tiết diện ngang của chúng. đặc biệt đối với các công trình ngầm có tiết diện ngang lớn và quan trọng: hầm khai khoáng, hầm tời máy, hầm khoan nổ mìn, do chức năng quan trọng và sử dụng lâu dài cần được chống đỡ bằng vỏ bê tông hoặc BTCT.



Hình 1-16. Sơ đồ cấu tạo vỏ hầm trạm tời máy công suất 510 kW

Ví dụ: Cấu tạo vỏ hầm trạm đặt thiết bị tời máy, công suất 510kW được xây dựng trong tầng đá phiến chứa cát có hệ số độ cứng $f_c = 4$ (hình 1-16)

Theo chức năng trạm nghiền và điều kiện địa chất bố trí phòng máy nghiền và các ngăn phụ trợ (trạm phân phối điện, thiết bị thông gió,...) Trạm nghiền quặng có các tảng quặng $d \leq 1$m được đưa qua khoang chứa quặng nối với cửa lấy quặng bằng thép (1), quặng được đưa lên băng tải (2) vào máy nghiền (3). Sau khi bị nghiền, quặng có đường kính $d \leq 30$cm, sẽ qua cửa (5) xuống băng tải (6) để đi ra ngoài hầm (hình 1- 17).



Hình 1-17. Cấu tạo mặt cắt ngang trạm nghiền quặng

Bảng 1-4. Bảng tổng hợp các chỉ số kĩ thuật của hầm tời máy 510kW

Mặt cắt ngang rộng×cao (m)	Chiều dài đoạn hầm L(m)	Tiết diện khoan nổ F(m²)	Bê tông cho 1md				Khối lượng khoan bắn (m³)	Khối lượng bê tông (m³)	Lượng thép cho 1m³ bê tông R_t (kg)			Tổng lượng thép (kg)
			Vòm	Vách	Nền	Cộng			Vòm	Vách	Cộng	
15×83,3	19,8	182	17,6	14,7	2,05	34,4	8609,2	678,2	40,4	62,5	47,6	32200

Trong phòng đặt máy nghiền còn có cần cẩu có sức nâng 50 tấn và tời phụ 15 tấn. Quy mô và hình dạng của hầm này phụ thuộc vào nhiều yếu tố. Các trạm nghiền phổ biến dạng hàm có quy mô nêu trong bảng 1.5.

Bảng 1- 5. Các chỉ số kĩ thuật trạm nghiền quặng bằng máy nghiền kiểu hàm phá

Quy cách máy nghiền	Số lượng máy nghiền	Công suất cẩu (t)	Hệ số độ cứng của đá (f_c)	Tiết diện ngang (m)			Độ dày vỏ hầm (m)			Khối lượng đá phá (m³)	Khối lượng bê tông (m³)	Tỉ lệ T/đá phá (%)	Thép trong m³ bê tông (kg)	Ghi chú
				Đáy (l_o)	Đỉnh rộng	Tổng chiều cao	Điểm đỉnh (d_o)	Điểm chân (d_c)	Vách (d_v)					
1500×200	2		4	13	13,8	16,68	0,85	1,7	1,0	7657	1902	25	61	Kết cấu bê tông cốt thép cung vòm vách đứng có bệ đỡ cần cẩu
900×1200	2		5	9	9,8	12,2	0,7	0,9	0,8	3872	1678	43	38	
900×1200	1	-	6	10	10	8,385	0,6	0,8	0,35	1504	334	32	42	Kết cấu vách đứng vòm cung tròn bằng BTCT

5.2. Hầm (lò) đứng

Hầm đứng có những đặc điểm riêng, được dùng cho cả hầm đường sắt, tàu điện ngầm (thông gió, đường di chuyển hành khách,...), hầm khai khoáng hoặc dùng trong quá trình thi công công trình ngầm (vận chuyển vật tư, thiết bị, thông gió và đi lại của công nhân,...).

Hình dạng và kết cấu vỏ hầm tuỳ theo niên hạn sử dụng, chức năng của hầm, điều kiện địa chất, vốn xây dựng. Tiết diện ngang của hầm đứng có thể là hình tròn, tứ giác hoặc hình ô van. Hệ số sử dụng của tiết diện ngang hầm theo hình dạng: hình chữ nhật 1,0; hình ôvan 0,73 và hình tròn 0,7.

Trường hợp hầm được xây dựng ở nơi có điều kiện địa chất tương đối tốt và niên hạn sử dụng khoảng 12 ÷ 15 năm ta nên chọn tiết diện ngang là hình chữ nhật.

Trường hợp đường hầm được dùng lâu dài (trên 15 năm) nên chọn tiết diện ngang hình tròn. Tiết diện hầm hình ovan rất ít dùng.

Kích thước tiết diện căn cứ vào công suất thiết kế, biện pháp tời kéo, hệ thống thoát nước, cấp điện,... Đặc biệt khi hầm có độ sâu lớn phải chú ý đến điều kiện vận hành vào mùa mưa và mùa đông. Khoảng cách tối thiểu giữa thùng tời và vách hầm (cây chống hoặc vách bằng bê tông): Dùng cây chống bằng gỗ: $\delta \geq$ 20cm; Dùng vách bằng bê tông hoặc vách đá: $\delta \geq$ 15cm. Trường hợp dùng thanh dẫn hướng bằng thép:

- Khoảng cách giữa các thùng (thùng đơn) treo khi vận hành :

$$l_1 \leq \Delta_1 = 250 + Q\sqrt{H},\ \text{mm}$$

- Khi vận hành thùng kép:

$$l_2 \leq \Delta_2 = 250 + \frac{Q_1 + Q_2}{2}\sqrt{H},\ \text{mm};$$

- Khoảng cách giữa vách hầm và thùng:

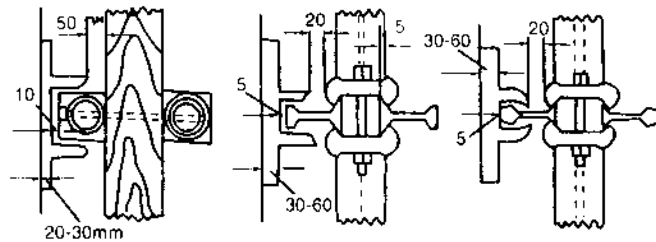
$$240\text{mm} < l_3 = 0,8\Delta < 500\text{mm}$$

Trong đó:

H - độ cao của thùng tời, m.

Q_1, Q_2 - tải trọng của mỗi thùng tời (tấn).

Giá đỡ trục và trục tời có kích thước ghi trên hình 1.18



Hình 1-18. *Sơ đồ bố trí thanh truyền và ổ đỡ*

Các thanh chống, thanh dẫn hướng có kích thước: thanh dẫn hướng bằng gỗ: 20×20; 22×22 (cm); Thanh chống ngang bằng gỗ: 16×18; 18×20 và 20×24(cm).

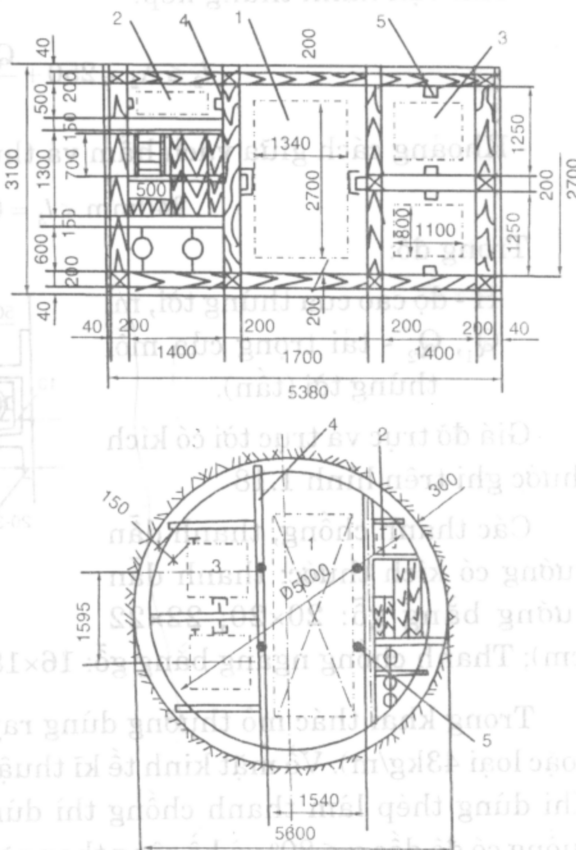
Trong khai thác mỏ thường dùng ray để làm thanh dẫn hướng (loại 37kg/m hoặc loại 43kg/m). Về mặt kinh tế kĩ thuật nên dùng thép tiết diện hình chữ nhật. Khi dùng thép làm thanh chống thì dùng thép hình I, ⊏, hoặc],... Thang lên xuống có độ dốc $\alpha \leq 80^\circ$ và bề rộng thang ≥ 60cm, chiều vuông góc với nó ≥ 700mm. Khoảng cách giữa chân thang và vách hầm ≥ 60cm; bề rộng của thang ≥ 40cm; các bậc thang cách nhau ≤ 30cm. Khoảng cách các chiếu nghỉ ≤ 8m.

Tốc độ không khí lưu thông trong hầm: hầm người đi lại: 8m/s; hầm vận chuyển hàng 12m/s và hầm thông gió không có thiết bị tời: 15m/s.

Khu vực lân cận cửa hầm có các công trình phục vụ khai khoáng, bãi quặng,.. tải trọng của các công trình và áp lực đất xung quanh miệng hầm đều tác dụng vào cửa hầm. Do đó, cấu tạo của cửa hầm rất nặng nề (có độ dày đạt 1,0-1,5m) sâu vào tầng đá gốc khoảng 2-3m.

Thân hầm kéo dài từ cửa hầm đến đáy hầm đều chịu áp lực và tác dụng phong hoá. Để đảm bảo ổn định và sử dụng lâu dài cần được làm bằng bê tông hoặc bê tông cốt thép. Nếu dùng trong thời gian ngắn (hầm tạm) nên dùng gỗ để chống. Vách hầm cần thiết kế sao cho các bức tường này chuyển dần tải trọng của nó vào vách đá theo chiều sâu của hầm. Tường chống lò được thi công thành từng đoạn tuỳ theo điều kiện địa chất: nơi đất đá yếu, nứt nẻ mạnh dùng đoạn 20-30cm; đất đá bình thường hoặc ít nứt nẻ dùng đoạn dài 30-50cm. Đất cứng liền khối khi dùng bê tông hoặc bê tông cốt thép thì không nhất thiết phải phân đoạn để chuyển tải trọng vào vách đá. Khi chống đỡ vách bằng gỗ cần phải phân đoạn nhỏ hơn: 6m/đoạn đối với vùng đất đá yếu; 8 ÷ 12m/đoạn đối với vùng đá cứng. Bằng cách này tải trọng tác dụng vào vách nhiều hơn.

Khu vực đáy hầm bố trí nơi đặt máy tời, gian xử lí quặng, gian đặt trạm bơm và hố thu nước,... Cần đặc biệt quan tâm đến việc xử lí nền hầm sao cho có thể chịu đựng được lực tác dụng rất lớn của áp lực đất. Để hố thu nước ở vị trí thấp nhất và phải phù hợp với điều kiện của nền đất đá (hình 1-19).



Hình 1-19. Cấu tạo mặt cắt ngang thông thường hầm ngang

5.3. Lò nghiêng

Lò nghiêng cũng có chức năng như lò đứng. Việc chọn lò nghiêng hay lò đứng phụ thuộc vào điều kiện địa hình, chức năng của lò và điều kiện kết nối với công trình trên mặt đất,... Đặc biệt đối với việc khai khoáng, khai thác than thì nó còn phụ thuộc vào phương pháp khai thác và điều kiện vận chuyển. Lò nghiêng được sử dụng khá phổ biến. Mặt cắt ngang của lò nghiêng giống lò ngang khi độ dốc nhỏ hơn 45^o và giống lò đứng khi độ dốc lớn hơn 45^o. Cửa vào của lò nghiêng thường được xây dựng bằng bê tông và bê tông cốt thép. Công tác thoát nước phải được quan tâm thích đáng.

Áp lực đất tác dụng vào lò nghiêng tuỳ thuộc độ dốc của lò. Lớp vỏ gia cường làm như lò ngang khi độ dốc $< 45^o$ và như lò đứng khi độ dốc $> 45^o$.

§6. CÔNG TÌNH NGẦM CO CHỨC NĂNG ĐẶC BIỆT

6.1. Khái niệm chung

Công trình loại này khác với các công trình ngầm thông thường ở chỗ nó phải đảm đương được các chức năng phòng vệ như: sức xuyên của đạn pháo, sức nổ và sức ép của bom, phòng ngừa được hơi độc, chất phóng xạ, tác dụng của nhiệt,... Đồng thời lại phải chống lại sự phá hoại của máy bay nên cấu tạo của cửa hầm, cửa phòng hộ, cửa đóng kín, phương pháp thông gió, biện pháp bảo vệ cửa thông gió và các công tác khác cũng phải đặc biệt coi trọng: cấp thoát nước, nguồn điện, chiếu sáng, nơi sinh hoạt,...

Các công trình ngầm có chức năng đặc biệt cần đảm bảo những nguyên tắc sau đây:

Việc xây dựng và vận hành công trình đạt độ an toàn và kinh tế nhất;

Chọn vị trí có điều kiện xây dựng thuận lợi, đảm bảo yêu cầu bảo mật;

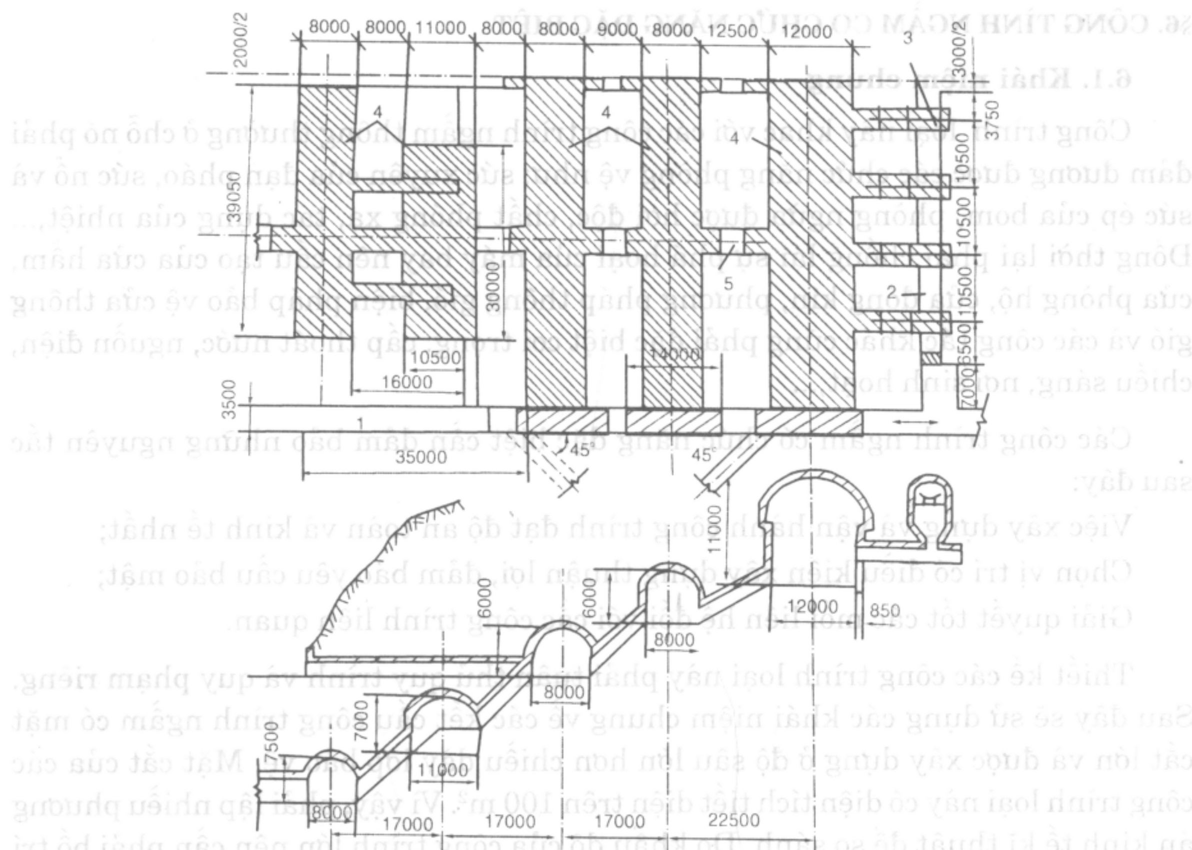
Giải quyết tốt các mối liên hệ đối với các công trình liên quan.

Thiết kế các công trình loại này phải tuân thủ quy trình và quy phạm riêng. Sau đây sẽ sử dụng các khái niệm chung về các kết cấu công trình ngầm có mặt cắt lớn và được xây dựng ở độ sâu lớn hơn chiều dày lớp bảo vệ. Mặt cắt của các công trình loại này có diện tích tiết diện trên 100 m^2. Vì vậy, phải lập nhiều phương án kinh tế kĩ thuật để so sánh. Do khẩu độ của công trình lớn nên cần phải bố trí giữ lại các trụ đá lưu có độ lớn đủ khả năng đảm bảo an toàn và sắp xếp các hạng mục (các phòng chức năng) nằm song song trên mặt bằng và sao cho khối lượng công việc thi công là ít nhất.

Ví dụ về sự bố trí mặt bằng xưởng tuyển khoáng ngầm được xây dựng trong đá vôi rắn chắc nêu trên hình 1-19. Trong hầm tuyển quặng này có các phân xưởng sản xuất, các đường hầm vận chuyển và các đường hầm phụ trợ được bố trí vuông góc với nhau. Các phân xưởng chính đều có độ dốc về cùng phía nên giảm được khối lượng khai đào, đẩy nhanh tiến độ thi công.

Trên hình 1-21, thể hiện mặt bằng chung bố trí một phần nhà máy ngầm được xây dựng trong đá tương đối rắn chắc hoặc đá ít nứt nẻ. Đây là một trong những công trình ngầm quy mô và phức tạp cần lập các phương án để lựa chọn về điều kiện xây dựng (vốn đầu tư, biện pháp thi công, tiến độ thi công,...) và các điều kiện kinh tế kĩ thuật khác.

Trên mặt bằng, đường vận chuyển chính (1) và phân xưởng (2, 3, 4 và 5) có các cột đá chống đỡ vòm hầm được bố trí vuông góc với nhau, các đường hầm nhánh và đường hầm phụ trợ giao cắt nhau một cách phức tạp. Đường hầm thông gió (6) đi qua nóc hầm cần phải bố trí độc lập đảm bảo đầy đủ nhu cầu thông gió.



Hình 1-20. Sơ đồ bố trí xí nghiệp tuyển quặng ngầm.
1 - Hầm thoát nước thải; 2 - Hầm vận chuyển nguyên liệu; 3 - Quặng;
4 - Các phân xưởng chính; 5 - Các hầm giao thông

Đường hầm phụ trợ (7) dùng làm hầm phục vụ trong quá trình thi công xây dựng. Hình dáng và kích thước tiết diện ngang của các công trình hầm loại lớn được xác định theo yêu cầu về chức năng, vận hành và điều kiện địa kĩ thuật của đất đá. Kiểu dáng tiết diện này thường được chọn là loại cung tròn kết hợp với vách đứng (hình 1- 22a) hoặc vách nghiêng (hình 1-22b và hình 1-22c). Khi điều kiện địa chất xấu nên chọn tiết diện ngang hình móng ngựa (hình 1-22d) hoặc hình ôvan (hình 1-22e) hay hình tròn (hình 1-22f). Nếu thi công đào lộ thiên có thể dùng dạng tiết diện hình chữ nhật (hình 1-22g).

Đối với công trình có quy mô lớn nên chọn vòm hầm dạng cung tròn, đảm bảo độ an toàn cao, thuận tiện thi công và khối lượng đào phá ít nhất. Kết cấu này có các đặc trưng nêu ở bảng 1-6.

Khi công trình ngầm nằm trong khu vực đá nguyên khối đặc sít và rắn chắc có thể không cần lớp vỏ gia cường. Ngược lại, đá nứt nẻ có tác dụng của nước, khí và nhiệt nhất thiết phải có lớp vỏ gia cường.

Hình 1- 21. *Sơ đồ bố trí nhà máy ngầm dưới đất*

Hình 1- 22. *Hình dạng tiết diện ngang công trình ngầm có khẩu độ lớn*

Bảng 1- 6. Hệ số độ cứng f_c của đá

f_c	3 - 4	5 - 6	8 - 10	15 - 20
Khi giá trị $\frac{l_0}{f_0} \le$	3	4	5	6

Kết cấu và chất liệu của lớp vỏ hầm có tiết diện lớn phải đảm bảo khả năng chịu được áp lực đất rất lớn và tuỳ thuộc vào chức năng của nó mà phân ra thành lớp vỏ chịu lực và lớp vỏ bảo vệ nhẹ. Lớp bảo vệ nhẹ có thể được làm bằng bê tông hoặc BTCT phun hoặc phụt vữa xi măng có phụ gia chống thấm để ngăn chặn đá rơi hay hiện tượng sụt lở bề mặt,...

Lớp vỏ chịu lực có tác dụng chính chống lại các tác động cơ khí (cần cẩu), tải trọng đất và áp lực của nước ngầm,... nên thường dùng bê tông hoặc BTCT.

6.2. Lớp vỏ thi công bằng phương pháp phụt vữa bê tông

Phương pháp phụt vữa bê tông do có hiệu quả cao cho nên không chỉ được sử dụng đối với việc xây dựng các đường hầm tiết diện nhỏ mà còn được dùng cho cả công trình ngầm có tiết diện lớn.

Hỗn hợp (xi măng, phụ gia đông kết nhanh và chất liệu khác) được trộn kín với nước rồi được phụt vào mặt vách đá với áp suất khoảng 2atm tạo thành lớp vỏ rắn chắc. Cường độ của nó có sức chống nén $\sigma_n = 350 \div 450 kG/cm^2$; chống uốn $\sigma_u = 50 \div 60 kG/cm^2$; chống kéo $\sigma_K = 25 \div 35 kG/cm^2$ và lực dính (lực liên kết) với đá $c = 15 kG/cm^2$.

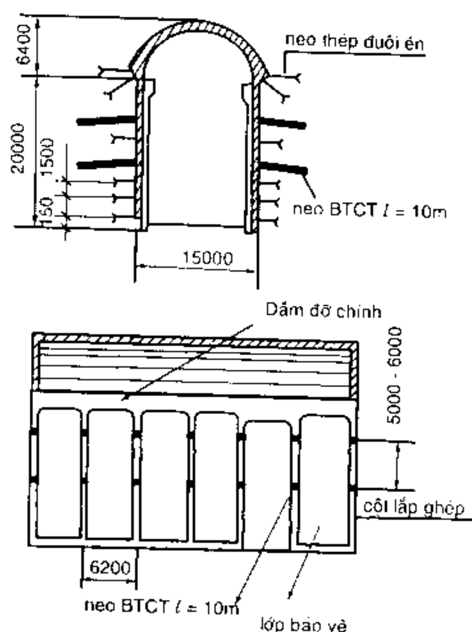
Độ dày tối thiểu của lớp bê tông phun $\delta_m = 3 \div 5cm$ và tối đa $\delta_M = 25cm$ (khi có hốc đá). Ở độ dày $5 \div 10cm$ có tác dụng lấp đầy các khe nứt lớn, tăng khả năng liên kết của đá, chống lại sự phong hoá và xâm thực của nước ngầm. Có thể tiến hành phun vữa bê tông nhiều lần cho đến khi đạt độ dày thiết kế.

Để đạt chất lượng và hiệu quả của công tác phụt vữa bê tông cần nghiên cứu và giải quyết các vấn đề: chọn phụ gia đông kết nhanh, tỷ lệ phối liệu, áp lực phụt, hao hụt vữa khi phụt (thường bị rơi vãi khoảng $10 \div 30\%$), kĩ thuật và thiết bị,... Theo kinh nghiệm có thể dùng thuỷ tinh lỏng hoặc xôđa ôxyt cácbon (tỷ lệ $1 \div 1,5\%$ trọng lượng xi măng) làm chất phụ gia đông cứng nhanh. Tỷ lệ pha trộn phối liệu là 1:2,5:1,5 hoặc 1:3:2,3; khoảng cách đứng phun đến vách đá bằng 1m là hợp lí.

Trong lớp bê tông này có lưới thép $\Phi 3 \div \Phi 6$, khoảng cách $a = 8 \div 10cm$ và được buộc và neo vào trong vách đá. Trước khi phụt vữa bề mặt vách đá và vòm cần được sửa sang tương đối bằng phẳng và làm sạch sẽ để tăng độ dính bám. Việc sử dụng

neo ở công trình ngầm tiết diện lớn có tác dụng làm giảm lượng vật liệu xây dựng, dễ thi công lớp vỏ và được sử dụng khá phổ biến.

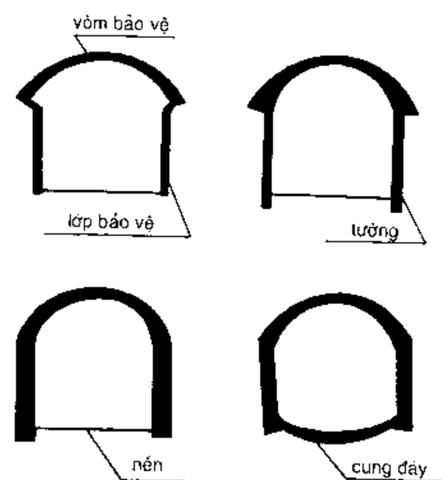
Phải khảo sát tỉ mỉ, chính xác phương và vị trí, độ lớn của khe nứt để xác định chiều dài neo và mật độ neo. Các neo đuôi én (neo chẻ đuôi) được cấy và gắn vào vách đá bằng vữa bê tông (có hoặc không có cốt thép). Các neo ở chân vòm và đỉnh vách đứng có chiều dài lớn hơn. Thông thường cứ 2 ÷ 3m² vách hầm bố trí 1 neo có Φ = 22 ÷ 32mm dài 2 ÷ 3m.



Hình 1- 23. *Cấu tạo lớp bảo vệ đường hầm*

Trường hợp chiều cao vách hầm lớn, để đảm bảo an toàn cho các cột chống vách hầm và ngăn chặn hiện tượng đá rơi từ vách nứt nẻ mạnh thì nên bố trí thêm neo bằng BTCT (hình 1-23).

Lớp vỏ dạng cấu tạo chống bằng bê tông hoặc BTCT có các loại (hình 1-24) vỏ chỉ có cung vòm (hình 1-24a), vỏ cung vòm vách đứng (hình 1-24b, c) và vỏ cung vòm vách đứng đáy lõm (hình 1-24d). Tuỳ theo điều kiện địa chất chọn dạng cấu tạo lớp vỏ gia cường cho hợp lí.



Hình 1-24. *Các dạng cấu tạo vỏ gia cường*

Cấu tạo vỏ chỉ có vòm gia cường được dùng tại nơi đá chịu áp lực thẳng đứng, đá liền khối rắn chắc, ít khe nứt hoặc chỉ có khe nứt phát sinh khi phá nổ do thi công. Tuy nhiên, các vách đá cũng vẫn có lớp bảo vệ dày 20 ÷ 30cm, đảm bảo sự ổn định của mặt vách đá, ngăn ngừa sự xâm thực của nước và khí độc.

Cấu tạo vỏ kiểu vòm có vách đứng bằng bê tông hoặc BTCT (hình 1-24b,c) được dùng ở nơi hầm chịu áp lực thẳng đứng và áp lực ngang đáng kể. Đây là loại vỏ thông dụng nhất.

Tuỳ theo điều kiện địa chất và chiều cao vách hầm mà có: vách hầm mỏng, vách dày, vách toàn bộ hoặc vách cục bộ,...

Kết cấu vỏ dạng vòm trần, vòm đáy có vách đứng (hình 1-24d) được sử dụng tại vùng có điều kiện địa chất xấu, tầng đất đá yếu, chịu áp lực từ mọi phía có nhiều nước ngầm.

Chương II

TÍNH CHẤT VẬT LÍ - CƠ HỌC CỦA ĐẤT ĐÁ

§1. CẤU TRÚC, TÍNH NỨT NẺ, TÍNH PHONG HOÁ VÀ TÍNH LỖ RỖNG CỦA ĐẤT ĐÁ

Tính chất cơ - lí của đất đá gây ảnh hưởng lớn về khía cạnh này hay khía cạnh khác trong quá trình thiết kế và thi công công trình ngầm. Ví dụ: nếu không hiểu rõ tính chất cơ - lí của đất đá không thể giải quyết được phương án thiết kế, phương pháp thi công (phá nổ, khoan đào, phòng chống đá lăn, sập vách và vòm;...) hợp lí.

Tính chất cơ - lí của đất đá thay đổi theo nguồn gốc, điều kiện thành tạo, các tác nhân nội và ngoại động lực của vỏ trái đất. Đó là điều kiện hình thành, thành phần hoá học, tính chất vật lí của môi trường, trạng thái tồn tại, sự vận động kiến tạo của vỏ trái đất, sự biến đổi của điều kiện khí hậu, tác dụng của sinh vật,... Nguồn gốc thành tạo là đặc trưng cơ bản quyết định tính chất cơ - lí của đất đá.

Các đá mácma nguyên khối đặc sít, rắn chắc được tạo bởi các hạt khoáng liên kết bền vững thường có độ bền cơ học cao. Các đá trầm tích được hình thành từ những dung dịch thật, dung dịch keo, đới vỡ vụn và các di tích hữu cơ,... có cường độ khác nhau theo điều kiện và hoàn cảnh thành tạo. Vì vậy, có thể phân loại đá trầm tích theo trạng thái liên kết của thành phần hạt làm 3 loại:

- Đá trầm tích vụn cơ học: Các đá trầm tích gồm các mảnh vụn (các hạt) liên kết rất yếu hoặc không có lực liên kết như cát hoặc sỏi sạn.
- Đất đá trầm tích sét: Các loại hạt đất có liên kết mềm dính giống đất sét.
- Đá trầm tích gắn kết có liên kết gần giống tính chất cơ học của đá mácma.

Các đá trầm tích gắn kết như cát kết, dăm kết,... ngoài thành phần hạt vụn còn có ximăng gắn kết là các muối, chất hữu cơ, khoáng chất, canxit, ôxyt sắt, hyđrôxyt sắt, SiO_2, thạch cao, vật chất sét, $CaCl_2$,... Những vật chất sét dưới tác dụng của trọng lực và các phản ứng hoá học không chỉ làm tăng độ đặc mà còn gây ra quá trình hoá lí, hoá keo trong đất.

Đối với đá biến chất, cường độ của nó có thể tăng lên hoặc giảm đi tuỳ theo điều kiện tác dụng biến chất và đặc điểm của đá nguyên thuỷ. Ví dụ: Đá phiến có cường độ thấp hơn đá nguyên thuỷ, dễ bóc tách theo mặt phân phiến, tính thấm tăng lên; Ngược lại, đá sừng được hình thành do tác dụng biến chất tiếp xúc nhiệt nên cường độ tăng đáng kể so với đá nguyên thuỷ (đá mácma).

1.1. Cấu trúc của đất đá

Kiến trúc và cấu tạo của đất đá là một trong những đặc trưng quan trọng quyết định tính chất cơ - lí của chúng, nó thể hiện trạng thái cấu thành của các khoáng vật tạo ra đất đá đó.

Kiến trúc của đất đá được đặc trưng bởi trình độ kết tinh, hình dáng, kích thước của hạt khoáng vật, mối liên kết giữa chúng với nhau và giữa các hạt với lượng xi măng gắn kết (chất gắn kết). Đá có liên kết kết tinh (đá mácma, đá biến chất, trầm tích hoá học) thường có cường độ cao, độ bền liên kết lớn nhưng khi bị phá hoại thì không khôi phục lại được. Đá có liên kết keo tụ có cường độ và độ bền tương đối thấp. Đất thường có kiến trúc hạt rời rạc, xốp rời hoặc kiến trúc tổ ong, bông tuyết hay kiến trúc hỗn hợp có lực liên kết yếu.

Cấu tạo của đất đá là đặc điểm về sự phân bố và sắp xếp của các hợp phần hay mức độ đồng nhất của các hợp phần tạo đất đá. Đặc điểm cấu tạo của đất đá có ảnh hưởng rất lớn đến độ bền và tính biến dạng của chúng. Đất đá khi có cấu tạo khối chúng có tính đồng nhất và khi có cấu tạo phân lớp chúng có tính dị hướng về cơ học và tính chất đối với nước.

1.2. Tính nứt nẻ (khe nứt) của đá

Mức độ phát triển và đặc điểm các khe nứt của đá có ý nghĩa quan trọng trong việc đánh giá tính ổn định và tính thấm nước của đá. Có thể phân loại đá theo mức độ phát triển khe nứt thành 3 loại sau:

- Đá nứt nẻ thấp: khe nứt không sâu, rộng dưới 1mm (hiếm có khe nứt 2mm) khoảng cách giữa các khe nứt từ 0,5 ÷ 1,0m.

- Đá nứt nẻ trung bình: các khe nứt nhỏ phát triển nhiều hướng khác nhau xen lẫn khe nứt hẹp và khe nứt vừa, khoảng cách giữa các khe nứt từ 0,3 ÷ 0,5m

- Đá nứt nẻ mạnh: khe nứt sâu, phát triển nhiều hướng, ngoài khe nứt hẹp và khe nứt vừa hay gặp khe nứt rộng, khoảng cách giữa các khe nứt từ 0,1 ÷ 0,3m.

Các khe nứt trong đá có thể phát triển song song với mặt phân lớp, phân phiến hoặc cắt mặt phân lớp tuỳ theo tác dụng phong hoá vật lí, thành phần khoáng vật và ảnh hưởng của lực vận động kiến tạo,...

Đá càng nứt nẻ mạnh thì độ bền càng thấp, tính ổn định cũng thấp nhưng khả năng khai đào dễ dàng hơn, tính thấm nước tăng lên.

1.3. Tính phong hoá của đá

Mức độ phong hoá của đá biến đổi (giảm dần) theo chiều sâu và được chia ra thành các đới: nứt nẻ, tảng khối, dăm sạn và vụn mịn.

- Đới nứt nẻ: Đới sâu nhất của vỏ phong hoá, các khe nứt phát triển gây ảnh hưởng đến tính liền khối và lực liên kết giữa các thành phần khoáng vật trong đá. Đá đới nứt nẻ, vẻ bề ngoài khó phân biệt với đá gốc, bề mặt khe nứt thường có màu nâu sẫm do tác dụng với nước thấm từ mặt đất xuống. Tại các khe nứt rộng có vật chất sét lấp nhét. Tính chất cơ - lí hầu như giống đá gốc, cường độ chống cắt và chống nén giảm đôi chút.

- Đới khối tảng: Phần đất đá có khe nứt phong hoá phát triển mạnh, phá huỷ đá thành các khối, tảng, các khe nứt nguyên sinh (khe nứt chẻ) to ra. Tại đới này không có khoáng vật thứ sinh hoặc chỉ có chút ít ở bề mặt khe nứt. Càng gần mặt đất tính chất của đá phong hoá càng khác xa đá gốc.

- Đới dăm sạn: Bao gồm các mảnh dăm sạn thỉnh thoảng có cuội nhỏ hoặc hạt vụn mịn. Khoáng vật nguyên sinh chiếm ưu thế nhưng đã chứa các khoáng vật thứ sinh rất đa dạng. Đôi khi gặp đá cát kết bị phong hoá đã chuyển thành cát rời rạc do các chất gắn kết đã bị hoà tan và rửa trôi.

- Đới vụn mịn: Đới tạo bởi các khoáng vật thứ sinh có độ phân tán lớn, các khoáng vật nguyên sinh bị phân huỷ mạnh mẽ lẫn trong các khoáng vật thứ sinh. Độ bền chống cắt của chúng thấp.

Như vậy, vỏ phong hoá biến đổi theo độ sâu, càng gần mặt đất đá bị phong hoá càng mạnh. Sự phong hoá của đá có ảnh hưởng nhất định đến công trình xây dựng trên mặt đất và các công trình ngầm.

1.4. Tính lỗ rỗng

Bất kỳ loại đá nào cũng chứa lỗ rỗng hoặc khe nứt, chúng chỉ khác nhau về mức độ lớn và thể tích lỗ rỗng mà thôi. Đá càng đặc sít (mật độ cao) độ rỗng càng bé, ngược lại càng xốp rời độ rỗng càng tăng. Theo nguồn gốc có thể phân chia lỗ rỗng của đá thành: Lỗ rỗng nguyên sinh và lỗ rỗng thứ sinh.

* *Lỗ rỗng nguyên sinh (hoặc khe nứt nguyên sinh)* được thành tạo đồng thời với quá trình hình thành đất đá: Quá trình tạo đá mácma, đá biến chất và đá trầm tích. Ví dụ: lỗ rỗng trong đá trầm tích vụn cơ học, khoảng trống giữa các hạt tạo thành trong đất đá trầm tích sét hoặc các khe nứt chẻ trong đá mácma,...

* *Lỗ rỗng thứ sinh:* được hình thành do đá gốc bị tác dụng phong hoá, do vận động kiến tạo, do hiện tượng xâm thực,... diễn ra chậm chạp, lâu dài. Nhìn chung, các lỗ rỗng hoặc khe nứt, trong chừng mực nào đó do hiện tượng thấm nước dưới đất, thường lấp nhét bởi các muối dễ hoà tan hay các oxit sắt, SiO_2,... làm giảm tính lỗ rỗng của đá.

Tính lỗ rỗng được đặc trưng bởi độ rỗng (n) hoặc hệ số rỗng (e)

- *Độ rỗng*: là tỷ số % giữa thể tích lỗ rỗng và thể tích đất đá, xác định theo công thức:

$$n = \frac{V_r}{V} \times 100 = \frac{V_r}{V_s + V_r} \times 100 \qquad (\%) \qquad (2\text{-}1)$$

Trong đó:

V_r - thể tích lỗ rỗng;

V - thể tích đất đá;

V_s - thể tích hạt đất đá.

- *Hệ số rỗng*: Tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng và thể tích hạt đất đá

$$e = \frac{V_r}{V_s} = \frac{V_r}{V - V_r} \qquad (2\text{-}2)$$

Mối liên hệ giữa n và e biểu thị qua các công thức sau đây:

$$n = \frac{e}{1+e}; \qquad e = \frac{n}{1-n} \qquad (2\text{-}3)$$

+ Có thể tìm giá trị n và e theo công thức:

$$e = \frac{\gamma_S - \gamma_K}{\gamma_K} \qquad (2\text{-}4)$$

$$n = \frac{\gamma_S - \gamma_K}{\gamma_S} \qquad (2\text{-}5)$$

Trong đó:

γ_K: dung trọng khô của đất đá, g/cm^3;

γ_s: khối lượng riêng của đất đá, g/cm^3.

Độ rỗng của đất đá biến đổi trong phạm vi rất rộng (bảng 2-1). Ngay trong đá macma, đá Granit có $n \le 1\%$, hoặc trong đá Bazan, đá bọt thường có độ rỗng lớn và rất lớn. Độ rỗng của đá càng lớn thì cường độ của đá càng giảm.

Bảng 2-1. Độ rỗng của một số loại đất đá

Tên đất đá	Độ rỗng n (%)
Gơnai	1 - 2
Đá vôi đặc sít	10 - 25
Đá vôi	25 - 30
Cát kết	10 - 45
Cát thạch anh thô	36,7 - 39
Cát thạch anh mịn	42,1 - 49
Đất đá sét	≥ 50

Tính lỗ rỗng của đất đá có ý nghĩa thực tiễn quan trọng trong việc nghiên cứu tính chất cơ - lí (cường độ, tính chứa nước , khối lượng thể tích đất tự nhiên, tính thấm nước,...) của đá.

§2. THUỶ TÍNH CỦA ĐẤT ĐÁ

2.1. Tính trương nở và tính co ngót

Tính trương nở của đất phân tán mịn là khả năng tăng thể tích khi bị thấm ướt nước. Đất sét khi bị nước thấm ướt, trên bề mặt các hạt đất tạo thành màng nước liên kết vật lí. Màng nước liên kết vật lí làm giảm tính thấm, tăng tính biến dạng dẻo và làm cho các hạt xa nhau thêm, dẫn đến thể tích của đất tăng. Ngoài ra, màng nước liên kết vật lí còn làm giảm lực dính kết và làm giảm ma sát giữa các hạt đất, tăng tính linh động của các hạt. Như vậy, thể tích của đất tăng và độ rỗng cũng tăng theo.

Hiện tượng trương nở xảy ra phổ biến nhất ở đất sét Mônmôrilônit và sét Hydromica. Đá càng chứa nhiều khoáng vật sét thứ sinh thì tính trương nở càng nhiều và thời gian trương nở càng kéo dài. Những chỉ tiêu thể hiện tính trương nở bao gồm:

- Độ trương nở: Tỉ số phần trăm (%) thể tích đất đá trương nở và thể tích đất trước khi bị trương nở.
- Độ ẩm trương nở: Độ ẩm ứng với trạng thái đất đá trương nở tối đa (%).
- Áp lực trương nở: Áp lực phát sinh khi đất đá bị trương nở (kG/cm^2).

Ngược lại, khi đất đá bị khô thể tích của chúng lại giảm đi (tính co ngót). Đá chứa sét có độ ẩm ban đầu càng lớn thì khi khô thể tích co ngót càng nhiều và có thể còn phát sinh nhiều khe nứt. Hiện tượng co ngót khi khô có giới hạn nhất định. Nghĩa là, độ ẩm của đất đá giảm xuống do nước bốc hơi, song thể tích của đất đá không giảm nữa và gọi trạng thái này là độ ẩm giới hạn co ngót.

2.2. Trạng thái dẻo của đất đá

Tính dẻo của đất là tính chất khi có ngoại lực tác dụng chỉ làm thay đổi hình dạng không làm phá hoại tính liên tục (tính liền khối, không tạo khe nứt và biến dạng thể tích) và giữ lại được hình dạng đã biến đổi sau khi thôi lực tác dụng.

Đất loại sét có tính dẻo thay đổi theo thành phần hạt phân tán mịn; hàm lượng và thành phần hạt sét; thành phần và hàm lượng cation trong đất. Đất loại cát không có tính dẻo do các hạt cát không có lực liên kết (lực dính) và hầu như không có nước liên kết vật lí.

Các loại đá cứng và nửa cứng gồm các hạt khoáng có liên kết rắn chắc tuy có nước thấm qua song không gây ra biến dạng và không có tính dẻo. Đối với đất loại sét có độ ẩm nhỏ, nó ở trạng thái cứng hoặc nửa cứng.

2.3. Tính hoá mềm và tính tan rã

1. ***Tính hoá mềm***: tính chất xảy ra khi đất đá bị ngấm nước làm cường độ của nó bị giảm. Tính hoá mềm của đất đá được biểu thị bằng hệ số hoá mềm (η):

$$\eta = \frac{\sigma_1}{\sigma_0} \qquad (2\text{-}6)$$

Trong đó:

σ_0: Cường độ chống nén tới hạn của mẫu khi khô, kG/cm².

σ_1: Cường độ chống nén tới hạn của mẫu bão hoà nước, kG/cm².

Tính hoá mềm của đất đá phụ thuộc vào độ rỗng, thành phần khoáng vật và lực liên kết kiến trúc của nó. Hệ số hoá mềm thay đổi trong phạm vi rộng η = 0 - 1 và được dùng để phân loại đất đá:

- Đất đá không bị hoá mềm khi : $\eta = 0,9 \div 1,0$;
- Đất đá có tính hoá mềm trung bình : $\eta = 0,75 - 0,9$;
- Đất đá có tính hoá mềm mạnh : $\eta < 0,75$.

Sét kết, cát kết có $\eta \leq 0,15 - 0,5$, granit tươi mới $\eta \approx 1,0$. Các đá phiến sét, acgilit, đá vôi chứa sét và đá phấn,... là các đá dễ bị hoá mềm khi tiếp xúc với nước. Các đá chứa sét hoặc chất gắn kết là các muối dễ hoà tan cũng thuộc loại đá bị hoá mềm khi tiếp xúc với nước ($\eta \leq 0,5$). Hệ số hoá mềm là chỉ tiêu gián tiếp để đánh giá sức chống phong hoá, tính ổn định của đất đá. Hệ số η càng bé sức chống phong hoá của đá càng thấp.

2. ***Tính tan rã***

Tính tan rã của đất đá do chất kết dính giữa các hạt đất bị trương nở hoà tan làm triệt tiêu lực liên kết kiến trúc trong đất đá. Không chỉ đất loại sét mà ngay cả các đá trầm tích gắn kết bởi xi măng có tính hoà tan hoặc chứa chất sét (dăm kết, cát kết và bột kết,..) cũng có thể bị tan rã khi tiếp xúc lâu dài trong nước.

Các chỉ tiêu đặc trưng cho tính tan rã của đất đá:

- *Thời gian tan rã:* Khoảng thời gian tính từ lúc bắt đầu đến khi kết thúc quá trình tan rã (khi khối đất bị phân rã thành các phân tố có kích thước khác nhau và mất tính dính kết)

- *Đặc điểm tan rã:* Phản ánh hình thức quá trình tan rã

- *Độ ẩm kết thúc quá trình tan rã.*

Độ ẩm ban đầu có ảnh hưởng lớn đến tốc độ và đặc điểm tan rã của đất loại sét. Hiện tượng tan rã đặc biệt gây khó khăn khi thi công đất nền, công trình ngầm, sự thay đổi mái dốc ven hồ chứa nước, tính ổn định của mái dốc thành hố móng và các công trình bằng đất. Tuỳ theo mục đích công việc, tính tan rã của đất được xác định bằng mẫu nguyên dạng hay bằng mẫu xáo động hoặc mẫu chế bị.

2.4. Tính hút nước, tính ngậm nước và tính nhả nước

1. Tính hút nước (hút ẩm)

Tính chất của đá rắn hấp thụ nước, phụ thuộc vào độ lớn và đặc tính lỗ rỗng, điều kiện hấp thụ của chúng. Đất thường có khe nứt mở và khe nứt kín, do đó, lượng nước hấp thụ bao giờ cũng nhỏ hơn thể tích lỗ rỗng. Tốc độ hấp thụ nước khi có áp lực thường lớn hơn rất nhiều so với điều kiện bình thường.

Độ hút nước biểu thị khả năng hấp thụ nước của đá trong điều kiện bình thường và nó là tỷ số giữa lượng nước hấp thụ và khối lượng đá ở trạng thái khô.

$$W_h = \frac{m_w}{m_s} \qquad (2 - 7)$$

Trong đó:

m_W - khối lượng nước hấp thụ, g;

m_s - khối lượng đá khô tuyệt đối, g.

Trong điều kiện áp lực đạt 150atm, hầu như toàn bộ thể tích khe nứt mở đều chứa đầy nước. Độ hút nước này gọi là độ bão hoà và được xác định theo công thức:

$$W_{bh} = \frac{m_{bh}}{m_s} \qquad (2\text{-}8)$$

Trong đó:

m_{bh} - khối lượng nước chứa đầy khe nứt của đá, g.

2 - Hệ số bão hoà K_{bh}: Tỷ số giữa độ hút nước và độ bão hoà và được biểu thị như sau:

$$K_{bh} = \frac{W_h}{W_{bh}} \qquad (2\text{-}9)$$

3 - Tính nhả nước

Tính nhả nước là khả năng phóng thích một lượng nước nhất định bằng cách chảy tự do dưới tác dụng của trọng lực và được biểu thị bằng hệ số nhả nước μ:

$$\mu = W_{hM} - W_{PTLN} \qquad (2 - 10)$$

Trong đó:

W_{hM}- độ hút nước lớn nhất;

W_{PTLN} - độ hút nước phân tử lớn nhất.

2.5. Tính thấm nước

Nước trong khe nứt, lỗ rỗng của đất đá vận động thấm do nhiều nguyên nhân. Hiện tượng vận động thấm có thể do: trọng lực, áp lực tác dụng từ bên ngoài, sự hấp thụ ở ranh giới giữa nước và hạt rắn; lực thẩm thấu mao dẫn do sự chênh lệch nồng độ các chất hoà tan trong lỗ rỗng; điện thẩm thấu; gradiên nhiệt; sự bốc hơi nước, áp lực hơi và khí áp lực mao dẫn,...

Khả năng cho nước thấm qua của đất đá được đặc trưng bằng hệ số thấm K. Hệ số thấm K là tốc độ thấm khi gradiên thuỷ lực I = 1. Nếu gọi độ chênh mực nước giữa điểm a và điểm b là H_a - H_b = ΔH và khoảng cách ab là L thì vận tốc thấm của nước được tính bằng công thức sau:

$$V = K\frac{H_a - H_b}{L} = K\frac{\Delta H}{L} = KI \qquad (2 - 11)$$

Trong đó:

I - gradiên thuỷ lực, độ chênh mực nước trên đơn vị chiều dài dòng thấm;

K - hệ số thấm, (cm/s; m/h ; m/ng.đ).

Hệ số thấm của đất phụ thuộc vào kích thước lỗ rỗng và khe nứt, thành phần hạt. độ chặt, thành phần và nồng độ chất hoà tan trong nước, độ nhớt, thành phần khoáng vật của đất đá và độ lớn của lực tác dụng từ bên ngoài vào đất đá.

Dưới ảnh hưởng của hiện tượng điện thấm hoặc khi tăng tải trọng tác dụng vào khối đất đá đến một giá trị đủ lớn làm tăng áp lực thấm khiến cho nước ở trạng thái liên kết cũng phải vận động thấm, tăng khả năng thấm nước.

Đất đá chứa sét thường có độ rỗng lớn, nhưng nước trong loại đất này lại ở trạng thái liên kết vật lí, nó không vận động thấm dưới tác dụng của trọng lực, cho nên nó là loại đất được xem là không thấm nước dưới áp lực bình thường.

Nước dưới đất có ảnh hưởng rất lớn đến tính chất xây dựng, điều kiện thi công, đến sự ổn định của đất đá. Do đó, nghiên cứu nước trong đất đá có ý nghĩa thực tế quan trọng.

Để xác định hệ số thấm K của đất có thể dùng phương pháp thí nghiệm ở hiện trường (bơm hút nước thí nghiệm, ép nước hoặc đổ nước trong hố đào, hố khoan) hay dùng thiết bị thí nghiệm thấm ở trong phòng, và có thể sơ bộ đánh giá tính thấm của đất bằng các công thức kinh nghiệm dựa vào đường kính d_{10} và độ rỗng n.

Bảng 2.2 - Hệ số thấm của đất đá K

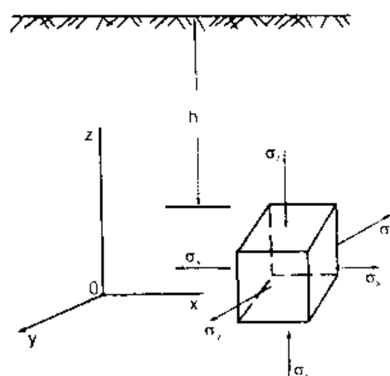
Tên đất đá	K (m/ng.đ)
Sỏi	> 100
Cuội sỏi lẫn cát	100 - 50
Cát hạt: - thô to	50 - 30
- trung	30 - 10
- nhỏ	10 - 2
Cát hạt mịn, cát pha	2 - 0,1
Sét pha	0,1 - 0,001
Sét	< 0,001

§3. QUAN HỆ GIỮA ỨNG SUẤT VÀ THÀNH PHẦN BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT ĐÁ

Để xác lập phương trình trạng thái ứng suất của khối đá cần nắm được tính quy luật của quan hệ giữa ứng suất và biến dạng. Trước tiên ta nghiên cứu quy luật của quan hệ giữa ứng suất và thành phần biến dạng đối với vật liệu đồng nhất.

Ứng suất và biến dạng của đất đá và các vật liệu khác, trong một giới hạn nhất định có quan hệ tỷ lệ thuận. Tuy nhiên, khi vượt qua giới hạn tỷ lệ thuận, quan hệ giữa ứng suất và biến dạng sẽ thể hiện dưới dạng đường cong.

Bây giờ ta xét các ứng suất chính của thể lập phương có mặt song song với hệ trục toạ độ x,y,z (Hình 2.1).



Hình 2.1- Các ứng suất chính

Theo định luật Huc, quan hệ giữa ứng suất chính σ_x, σ_y và σ_z như sau:

$$\varepsilon'_x = \frac{\sigma_x}{E}; \varepsilon''_y = -\mu\varepsilon'_x; \varepsilon'''_z = -\mu\varepsilon'_x$$

$$\varepsilon'_y = \frac{\sigma_y}{E}; \varepsilon''_z = -\mu\varepsilon'_y; \varepsilon'''_x = -\mu\varepsilon'_y; \qquad (2-12)$$

$$\varepsilon'_z = \frac{\sigma_z}{E}; \varepsilon''_x = -\mu\varepsilon'_z; \varepsilon'''_y = -\mu\varepsilon'_z$$

Trong đó:

μ - hệ số Poisson;

E - môđun đàn hồi.

Tổng biến dạng của vật thể tương ứng với từng trục toạ độ:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}\left[\sigma_x - \mu\left(\sigma_y + \sigma_z\right)\right];$$
$$\varepsilon_y = \frac{1}{E}\left[\sigma_y - \mu\left(\sigma_x + \sigma_z\right)\right]; \qquad (2 - 13)$$
$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}\left[\sigma_z - \mu\left(\sigma_x + \sigma_y\right)\right];$$

Quan hệ giữa biến dạng và ứng suất cắt theo định luật Húc:

$$\gamma_{yx} = \frac{\tau_{xy}}{G} = \frac{2(1+\mu))}{E}\times\tau_{xy};$$
$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} = \frac{2(1+\mu)}{E}\times\tau_{yz}; \qquad (2 - 14)$$
$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} = \frac{2(1+\mu)}{E}\times\tau_{zx};$$

Trong đó:

G - môđun chống trượt, $G = \dfrac{E}{2(1+\mu)}$ (2 -15)

Gọi tỷ số biến dạng thể tích $e = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$ thì công thức (2 -13) có dạng:

$$e = \frac{(1-2\mu)}{E}\times S \quad \text{hoặc} \quad \varepsilon_0 = \frac{(1-2\mu)}{E}\times\sigma_0 \qquad (2 - 16)$$

Trong đó:

S - tổng các ứng suất chính $S = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$

ε - tỷ số biến dạng tương đối trung bình. $\varepsilon_0 = \dfrac{1}{3}\left(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z\right)$

σ_0 - ứng suất trung bình. $\sigma_0 = \dfrac{1}{3}\left(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z\right)$

Tổng ứng suất pháp tuyến S tác dụng lên mặt phẳng vuông góc với 3 trục tại điểm bất kỳ của thể đàn hồi luôn luôn không đổi, không phụ thuộc vào phương của hệ trục toạ độ. Do đó:

$$S = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$
$$e = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \qquad (2 - 17)$$

Trong đó:

S - tổng các ứng suất chính, $S = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$

Tuy nhiên, giá trị S và e thay đổi theo vị trí điểm khảo sát. Môđun đàn hồi thể tích: $E_0 = \dfrac{S}{e} = \dfrac{E}{1-2\mu} = \text{const}$

Nếu biểu thị ứng suất bằng tỷ số biến dạng, ta có:

$$\begin{aligned}
\sigma_x &= \frac{\mu E}{(1+\mu)(1-2\mu)}e + \frac{E}{(1+\mu)}\varepsilon_x = \lambda e + 2G\varepsilon_x;\\
\sigma_y &= \frac{\mu E}{(1+\mu)(1-2\mu)}e + \frac{E}{(1+\mu)}\varepsilon_y = \lambda e + 2G\varepsilon_x;\\
\sigma_z &= \frac{\mu E}{(1+\mu)(1-2\mu)}e + \frac{E}{(1+\mu)}\varepsilon_z = \lambda e + 2G\varepsilon_z;
\end{aligned} \qquad (2 - 18)$$

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy}; \qquad \tau_{yz} = G\gamma_{yz}; \qquad \tau_{zx} = G\gamma_{zx} \qquad (2 - 19)$$

Lấy hai vế của (2 - 18) trừ đi $\sigma_0 = \dfrac{E}{1-2\mu}e_0$, ta được:

$$\begin{aligned}
\sigma_x - \sigma_0 &= \frac{E}{1+\mu}(\varepsilon_x - \varepsilon_0) = 2G(\varepsilon_x - \varepsilon_0);\\
\sigma_y - \sigma_0 &= \frac{E}{1+\mu}(\varepsilon_y - \varepsilon_0) = 2G(\varepsilon_y - \varepsilon_0);\\
\sigma_z - \sigma_0 &= \frac{E}{1+\mu}(\varepsilon_z - \varepsilon_0) = 2G(\varepsilon_z - \varepsilon_0);
\end{aligned} \qquad (2 - 20)$$

Nếu khối đá biến dạng dẻo:

$$\left.\begin{aligned}
\varepsilon_x - \varepsilon_0 &= \frac{\chi}{2G}(\sigma_x - \sigma_0);\\
\varepsilon_y - \varepsilon_0 &= \frac{\chi}{2G}(\sigma_y - \sigma_0);\\
\varepsilon_z - \varepsilon_0 &= \frac{\chi}{2G}(\sigma_z - \sigma_0);
\end{aligned}\right\} \quad (2 - 21) \quad \text{và} \quad \left.\begin{aligned}
\gamma_{xy} &= \frac{\chi}{G}\tau_{xy};\\
\gamma_{yz} &= \frac{\chi}{G}\tau_{z};\\
\gamma_{zx} &= \frac{\chi}{G}\tau_{zx};
\end{aligned}\right\} \quad (2 - 22)$$

Trong đó: χ - môđun dẻo.

§4. CƯỜNG ĐỘ VÀ ĐƯỜNG TRÒN ỨNG SUẤT GIỚI HẠN CỦA ĐẤT ĐÁ

Cường độ của đất đá là khả năng chống lại lực tác dụng gây ra biến dạng. Sự phá hoại của đất đá chi phối bởi đặc điểm của tải trọng và tính chất của đất đá. Nói chung, có thể chia đất đá thành: loại có tính giòn bị phá hoại ngay sau khi biến dạng nhỏ và loại có tính dẻo bị phá hoại sau khi biến dạng đáng kể do tải trọng tác dụng.

Tính giòn và tính dẻo là khái niệm tương đối, nó có thể thay đổi theo đặc điểm tác dụng của tải trọng. Ví dụ: các đất đá có tính dẻo lớn nhưng khi chịu tác dụng đột ngột của tải trọng lớn nó cũng thể hiện tính giòn.

Trong đá cứng, cường độ chống nén R_n, cường độ chống kéo R_K, cường độ chống cắt và chống uốn $R_{c.u}$ có trị số chênh lệch cao. Quan hệ giữa chúng như sau:

$$R_n > R_{c.u} > R_K$$
$$R_n \approx (15 \sim 30) R_K$$
$$R_{c.u} \approx \sqrt{\frac{R_n \times R_K}{3}} \qquad (2-23)$$

Quan hệ giữa cường độ chống nén 1 trục R'_n và cường độ chống nén 2 trục R''_n của khối đá như sau:

$$R''_n = (1,5 \sim 2,0) R'_n \qquad (2-24)$$

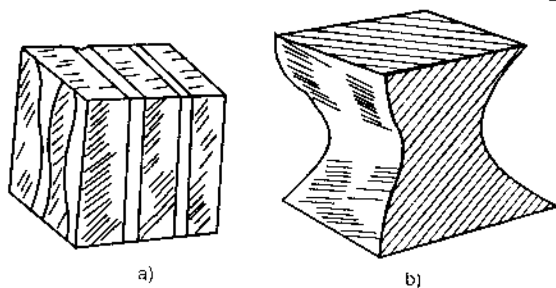
giá trị cường độ chống nén 3 trục R'''_n còn lớn hơn R'_n rất nhiều.

Độ bền và tính biến dạng của đất đá phụ thuộc vào nhiều yếu tố: độ lớn của hạt khoáng, chất dính kết, độ rỗng, độ ẩm và chiều tác dụng của lực. Đất đá có tính phân lớp, cường độ chống nén theo phương vuông góc lớn hơn cường độ theo phương song song với mặt phân lớp. Tuy nhiên, cường độ chống kéo thì ngược lại.

Như trên đã nói, đất đá càng chứa nhiều nước thì cường độ của nó càng bị giảm. Đối với đá mácma hầu như không chịu ảnh hưởng của độ ẩm, những đá trầm tích thường chịu sự chi phối mạnh mẽ của độ ẩm.

Khi nén mẫu đá cứng có thể nó bị tách vỡ thành các tấm song song với phương của lực nén (hình 2-2a). Hiện tượng này cho thấy ma sát giữa lớp paraphin bọc mẫu và tấm đệm đã bị triệt tiêu.

Trường hợp có ma sát, mẫu đá bị phá hoại sẽ tách ra có dạng hai trụ tứ giác (hình 2-2b). Tải trọng phá hoại trong trường hợp này lớn hơn nhiều so với trường hợp mẫu bị tách vỡ thành tấm.



Hình 2-2. *Sự phá hủy của mẫu đá*

Nếu cường độ giới hạn chống cắt của mẫu nhỏ hơn $0,5R_n$ thì mặt phá hoại sẽ tạo thành góc 45^o so với trục hoành.

Do vậy, nếu chỉ xác định cường độ giới hạn phá hoại của đá qua thí nghiệm kéo (giá trị giới hạn chống kéo R_K) hoặc nén (giá trị giới hạn chống nén R_n) thì chưa phản ánh đầy đủ tính chất của đá.

Sau đây, ứng dụng lí thuyết Mohr để khảo sát trạng thái ứng suất giới hạn của đá. Điểm chính của lí thuyết này là sự phá hoại của vật liệu không chỉ dựa vào τ_{max} mà nó còn liên quan đến ứng suất nén σ. Dựa vào giá trị của các ứng suất chính tương ứng trạng thái giới hạn độ bền chống cắt, vẽ các đường tròn ứng suất. Các vòng tròn ứng suất đối với các giá trị σ_1, σ_2 và σ_3, thoả mãn điều kiện cân bằng giới hạn. Dựa vào vòng tròn ứng suất có thể xác định góc lệch lớn nhất để giải quyết vấn đề cân bằng của khối đá tại điểm đã cho. Nếu tại mặt phá hoại, ứng suất tiếp và ứng suất pháp có mối quan hệ nhất định thì quan hệ này có thể được biểu thị như sau:

$$|\tau_n| = f(\sigma_n) \qquad (2-25)$$

Trong đó: $f(\sigma_n)$ - hàm số xác định nhờ thí nghiệm.

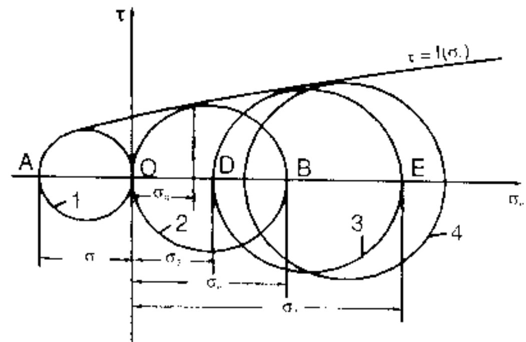
Khi $\tau < f(\sigma_n)$, mẫu chưa bị phá hoại. Tuy nhiên, giải phương trình này để tìm mặt bị phá hoại là rất khó khăn. Do đó, dựa vào vòng tròn ứng suất giới hạn (vòng tròn ứng suất Mohr) có trục toạ độ σ_n và τ_n ta hoàn toàn khắc phục được khó khăn trên (hình 2.3). Phương trình vòng tròn ứng suất là:

$$\sigma_n - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\cos 2\alpha \qquad (2-26)$$
$$\tau_n = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\sin 2\alpha$$

Cộng hai vế của 2 phương trình trên được:

$$\left(\sigma_n - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right)^2 + \tau_n^{\ 2} = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\right)$$

Trong hệ trục toạ độ σ_n - τ_n, phương trình này là phương trình của đường tròn



Hình 2-3. Vòng tròn ứng suất giới hạn
1. Khi kéo 1 trục; 2. Khi nén 1 trục;
3,4. Khi nén 2 trục

có bán kính là $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$ và có tâm nằm trên trục σ_n cách gốc toạ độ một khoảng $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$. Nếu đường tròn này tiếp tuyến với đường bao $\tau_n = f(\sigma_n)$ thì đất đá ở trạng thái giới hạn phá hoại.

Trên hình 2-3, trục σ_n biểu thị các giá trị giới hạn ứng suất kéo và nén của mẫu. Đường OA biểu thị giới hạn cường độ chống kéo 1 trục, OB biểu thị giới hạn cường độ chống nén 1 trục. Nghĩa là tại mặt bên không có tải trọng, khi nén hoặc kéo 1 trục, đều qua gốc toạ độ. Vòng tròn ứng suất 3 và 4 biểu thị kết quả thí

nghiệm nén 2 trục. OD = σ_2, ứng suất pháp nhỏ nhất; OE = σ_1, ứng suất pháp lớn nhất. Ở trạng thái ứng suất cân bằng đường tròn bán kính $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$ là đường tròn ứng suất cân bằng giới hạn. Khi thay đổi giá trị tuyệt đối của σ_1, σ_2 có thể lập được nhiều vòng tròn khác. Như vậy, hệ các đường tròn ứng suất giới hạn sẽ có đường bao $\tau_n = f(\sigma_n)$ tương ứng. Phương pháp biểu thị thành phần ứng suất sẽ là phương trình biểu thị tổng hợp tính bền của vật liệu ở trạng thái ứng suất do tải trọng tác dụng. Phương trình này được dùng để xác định điều kiện cường độ trong nghiên cứu lí thuyết hoặc tính toán thực tế hay thí nghiệm mô hình. Hình dạng của đường bao ứng suất giới hạn có thể là đường thẳng, vòng cung, parabon,...

4.1. Đường bao ứng suất giới hạn là đường thẳng

Đường bao này thể hiện rõ nhất đối với các vật thể phân tán mịn hoặc thô. Trên hệ toạ độ τ_n - σ_n, phương trình của đường bao có dạng:

$$\tau = \sigma tg\varphi + C \qquad (2\text{-}27)$$

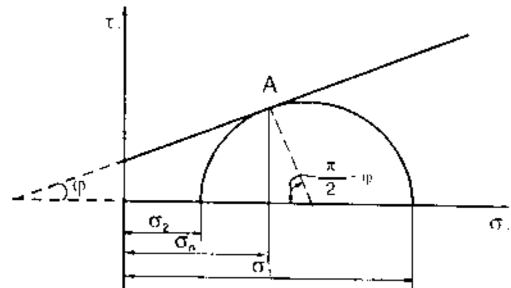
Trong đó:

C - lực dính kết.

Từ hình 2.4 ta xác lập được:

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\sin\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\cos\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)$$



Hình 2-4. Đường bao ứng suất giới hạn

Thay các giá trị này vào công thức (2 - 27) và chỉnh lý, ta có:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \times \frac{1}{\cos\varphi} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} tg\varphi + C$$

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \sin\varphi(\sigma_1 + \sigma_2 + 2C\cot g\varphi) \qquad (2 - 28)$$

Trường hợp bài toán phẳng biểu thị ứng suất chính bằng ứng suất thành phần:

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 = \sin_\varphi^2(\sigma_x + \sigma_y + 2C\cot g\varphi)^2 \qquad (2 - 29)$$

đây là điều kiện giới hạn dẻo đối với đường bao ứng suất giới hạn quan hệ tuyến tính.

Đặt: $\omega = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} + C\cot g\varphi \rightarrow \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \omega - C\cot g\varphi$

và $$\rightarrow \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \omega \sin\varphi \qquad (2 - 30)$$

Thay vào công thức xác định thành phần ứng suất σ_x, σ_y được biểu thị bằng ứng suất chính σ_1, σ_2 và τ_{xy} , ta có:

$$\left.\begin{array}{l} \left.\begin{array}{l} \sigma_x + C\cot g\varphi \\ \sigma_y + C\cot g\varphi \end{array}\right\} = \omega\left(1 \pm \sin\varphi\cos 2\alpha\right) \\ \tau_{xy} = \omega\sin\varphi\sin 2\alpha \end{array}\right\} \qquad (2 - 31)$$

Trong đó:

α - góc tạo bởi trục x và phương của ứng suất chính σ_1.

Đối với đất phân tán thô không có lực dính kết (C = 0), ta có:

$$\left.\begin{array}{l} \left(\sigma_x - \sigma_y\right)^2 - 4\tau_{xy}^2 = \sin^2\varphi\left(\sigma_x + \sigma_y\right)^2 \\ \left.\begin{array}{l} \sigma_x \\ \sigma_y \end{array}\right\} = \omega\left(1 \pm \sin\varphi\cos 2\alpha\right) \end{array}\right\} \qquad (2 - 32)$$

Ở đây: $\omega = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$

Trường hợp đặc biệt với $\varphi = 0$, đường bao nằm ngang, phương trình có dạng:

$$\left(\sigma_x - \sigma_y\right)^2 + 4\tau_{xy}^2 = 4C^2 \qquad (2 - 33)$$

Các thành phần ứng suất sẽ là:

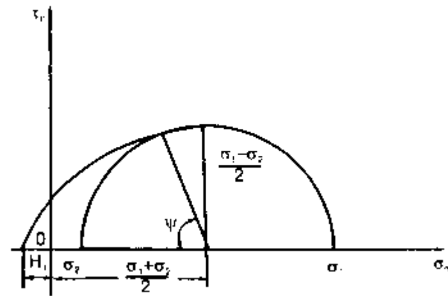
$$\left.\begin{array}{l} \sigma_x = C\left(2\omega + \cos 2\alpha\right); \\ \sigma_y = C\left(2\omega - \cos 2\alpha\right); \\ \tau_{xy} = C\sin 2\alpha \end{array}\right\} \qquad (2 - 34)$$

Ở đây: $\omega = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

4.2. Đường bao ứng suất giới hạn dạng elip

Đường bao này thể hiện trên hình 2.5 và phương trình của nó có dạng:

$$\sigma + H = \frac{1}{2}K(4\psi - \sin 4\psi)$$
$$|\tau| = \frac{1}{2}K(1 - \cos 4\psi) \qquad (2 - 35)$$



Hình 2-5. Đường bao ứng suất giới hạn dạng elíp

Trong đó:

H - giới hạn kéo 2 trục;
K - hằng số.

Điều kiện trên phù hợp trong giới hạn $0 \le \psi \le \frac{\pi}{4}$. Bởi vì, tại điểm $\psi = \frac{\pi}{4}$ thì $\tau = 0$

Từ đó ta xác lập được biểu thức:

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)\cos 2\psi$$
$$|\tau| = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)\sin 2\psi \qquad (2 - 36)$$

Thay biểu thức (2 - 36) vào biểu thức (2 - 35) và biến đổi , ta có:

$$|\tau| = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)\sin 2\psi = \frac{1}{2}K(1 - \cos 4\psi)$$

Suy ra $\sigma_1 - \sigma_2 = 2K\sin 2\psi$. Thay biểu thức này vào biểu thức đầu của (2 - 36) và biến đổi ta được: $\sin 4\psi = \frac{1}{K}(\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{2\sigma}{K}$

Vậy, $\sigma + H = \frac{1}{2}K\left[4\psi - \frac{1}{K}(\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{2\sigma}{K}\right]$

$$2\psi = \frac{H}{K} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2K}$$

Thành thử: $\sigma_1 - \sigma_2 = 2K\sin\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2K} + \frac{H}{K}\right)$ (2 - 37)

Với $0 \le \frac{H}{2K} + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4K} \le \frac{\pi}{4}$ và $-2H \le \sigma_1 + \sigma_2 = \sigma_x + \sigma_y \le \pi K - 2H$

Phương trình đường bao ứng suất giới hạn biểu thị bằng ứng suất thành phần như sau:

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 = 4K^2\sin^2\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2K} + \frac{H}{K}\right)$$

Dùng phương trình của đường bao ứng suất để xác định các ứng suất chính:

$$H + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{K}{2}4\psi \Rightarrow \sigma_1 + \sigma_2 = K4\psi - 2H \text{ và } \sigma_1 - \sigma_2 = 2K\sin 2\psi$$

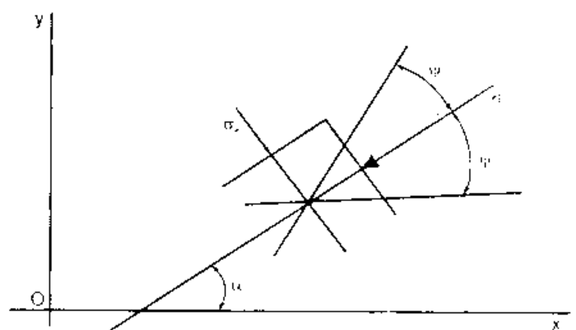
Giải 2 phương trình này ta được:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_1 + H \\ \sigma_2 + H\end{matrix}\right\} = K(2\psi \pm \sin 2\psi)$$

Thay ứng suất chính vào công thức ứng suất thành phần:

$$\left.\begin{matrix}\left.\begin{matrix}\sigma_x + H \\ \sigma_y + H\end{matrix}\right\} = K(2\psi \pm \sin 2\psi \cos 2\alpha) \\ \tau_{xy} = K\sin 2\psi \sin 2\alpha\end{matrix}\right\} \qquad (2 - 38)$$

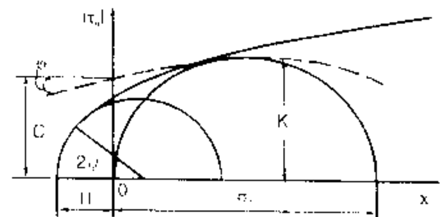
Giá trị của góc φ được xác định nhờ góc tạo bởi mặt trượt, mặt thoả mãn điều kiện (2 - 35), và phương của ứng suất chính σ_1. Đường bao ứng suất thể hiện đặc điểm tính chất cơ học của đá trong phạm vi giới hạn của ứng suất nén nhưng không thể hiện chính xác ở phần bị kéo. Bởi lẽ, bán kính đường cong tại giao điểm với trục σ không phù hợp với thực tế vì độ bền kéo 2 trục lớn hơn độ bền kéo 1 trục.



Hình 2-6. *α-góc tạo bởi phương của σ_i và trục x; ψ - góc tạo bởi mặt trượt và phương của α_i*

(Dựa vào kết quả thí nghiệm và suy luận trong vật lí thì ứng suất kéo 2 trục σ''_K không lớn hơn ứng suất kéo 1 trục σ'_K tức $\sigma''_K = \sigma'_K$).

Trong phạm vi $\sigma_x + \sigma_y > \pi K - 2H$, để tăng khả năng điều kiện ứng dụng có thể hợp nhất đường bao ứng suất giới hạn dạng elip với đường bao ứng suất giới hạn tuyến tính (hình 2- 7).



Hình 2-7. *Đường bao ứng suất giới hạn là đường thẳng và đường elip*

Để đảm bảo sự liên tục của đường thẳng từ đường bao ứng suất giới hạn dạng elip cần thiết phải có điều kiện bổ sung. Từ đường tròn ứng suất giới hạn (công thức 2 - 35) ta thay giá trị $2\psi = \frac{\pi}{2} - \varphi$ và được:

$$\left.\begin{aligned} \sigma + H &= \frac{1}{2}K(\pi - 2\varphi - 2\sin\varphi\cos\varphi) \\ |\tau| &= K(1 - \sin^2\kappa) \end{aligned}\right\} \qquad (2 - 39)$$

Thay vào phương trình $\tau = \sigma tg\varphi + C$ ta tìm được giá trị K

$$K = \frac{H - C\cot g\varphi}{\frac{\pi}{2} - \varphi - \cot g\varphi} \qquad (2 - 40)$$

Như vậy, trong 4 hằng số của phương trình tiếp với đường cong dạng elip có 3 hằng số độc lập.

4.3. Đường bao ứng suất giới hạn dạng parabon

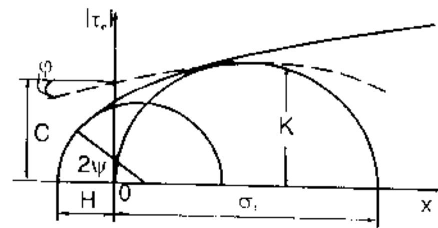
Đường bao này có dạng:

$$\begin{aligned} |\tau|^m &= \lambda(\sigma + H) \\ (1 &< m \le 2) \end{aligned} \qquad (2 - 41)$$

và được thể hiện trên hình 2.8.

Trong đó: λ - hằng số của vòng ứng suất.

Hằng số λ, độ bền kéo H và m được xác định nhờ thí nghiệm mẫu đất đá.



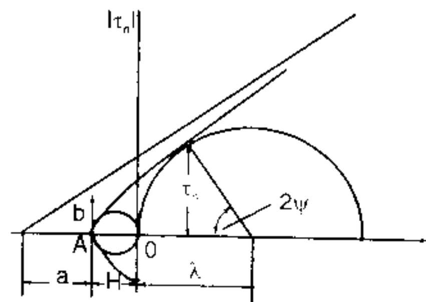
Hình 2-8. *Đường bao ứng suất dạng parabon*

Khi xác định tính chất cơ học của đá thường có 3 hằng số. Trong đó H là độ bền chống kéo có ý nghĩa vật lí rõ rệt nhất. Đường bao ứng suất dạng parabon được dùng đánh giá tính chất cơ học của đá cứng trong phạm vi ứng suất nén hoặc kéo nào đó. Tuy nhiên, hằng số biểu thị tính chất cơ học của đá ở điều kiện lí tưởng vẫn chưa đủ vì việc tính toán bằng những công thức giải tích trở nên rất khó khăn.

4.4. Đường bao ứng suất giới hạn dạng đường tiệm cận.

Đường bao này được thể hiện trên hình 2.9 và được biểu thị bằng hệ phương trình:

$$\left.\begin{aligned} \sigma + H &= a(ch2t - 1) \\ \tau &= bsh2t \end{aligned}\right\} \qquad (2 - 42)$$



Hình 2-9 *Đường bao ứng suất giới hạn dạng tiệm cận*

Trong đó:

H - độ bền kéo 1 trục và 2 trục;

a,b - hằng số xác định trạng thái đường tiệm cận

Đường kính của đường tròn tiếp xúc tại điểm A của đường bao ứng suất giới hạn dạng tiệm cận:

$$H = \frac{2b^2}{a} \quad (2-43)$$

Đặt $\frac{b}{a} = tg\eta$, ta có hệ phương trình:

$$\left.\begin{aligned} \tau &= \frac{H}{2tg\eta} sh2t \\ \sigma + H &= \frac{H}{2tg^2\eta}(ch2t - 1) \end{aligned}\right\} \quad (2-44)$$

Giá trị của tgη tìm được dựa vào điều kiện tiếp xúc giữa đường bao và vòng tròn ứng suất chính khi nén một trục. Từ quan hệ:

$$\frac{1}{\sin 1\psi_0} = \sqrt{\cot g^2 2\psi_0 + 1} = \sqrt{tg^2\eta cth^2 2t_0 + 1}$$

ta tìm được phương trình sau:

$$ch^2 2t_0 - 2(1 + 2tg^2\eta)ch2t_0 + (1 + 4tg^2\eta) = 0$$

giải ra ta có:

$$ch2t_0 = 1 + 4tg^2\eta \quad \text{và} \quad \lambda = \frac{\sigma_n}{2} = \frac{Hsh2t_0}{2tg\eta} - \sqrt{tg^2\eta cth^2 2t_0 + 1}$$

$$16 + tg^4\eta + 24tg^2\eta + q - \left(\frac{\sigma_n}{H}\right)^2 = 0$$

Vậy: $$tg\eta = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{\sigma_n}{H} - 3}$$

Thành thử nếu biết cường độ chống kéo và cường độ chống nén một trục thì có thể tìm được đường bao ứng suất giới hạn dạng tiệm cận. Tuy nhiên, trường hợp σ_n: H ≤ 3 thì không thể xác định được. Phần lớn đá có quan hệ này lớn hơn 3 (đá cát kết thạch anh tỷ lệ này đạt tới 10).

Như đã biết, quan hệ giữa ứng suất chính và ứng suất thành phần là:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) = \sigma + \tau \cot g 2\psi \text{ và } \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) = \frac{|\tau|}{\sin 2\psi}$$

Nếu $\sigma_1 > \sigma_2$ thì:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_1 \\ \sigma_2\end{matrix}\right\} = \sigma + |\tau|\left(\cot g 2\psi \pm \frac{1}{\sin 2\psi}\right)$$

Mặt khác khi biểu thị $\lambda = \frac{\sigma_n}{2}$ thì:

$$\lambda = \frac{\tau_0}{\sin 2\psi_0} = \sigma_0 + \tau_0 \cot g 2\psi_0$$

Ta cũng có:

$$\left.\frac{d\tau}{d\sigma}\right|_{\sigma=\sigma_0} = \cot g 2\psi_0$$

$$\frac{d\tau}{d\sigma} = \frac{\frac{H}{tg\eta} ch2t}{\frac{Hsh2t}{tg^2\eta}} = tg\eta cth^2 2t_0$$

$$\cot g 2\psi_0 = tg\eta cth 2t_0$$

$$\frac{1}{\sin 2\psi} = \frac{1}{\sin 2t}\sqrt{ch^2 2t + tg^2\eta ch^2 2t} = \frac{\sqrt{ch^2 2t\left(1 + tg^2\eta\right) - 1}}{sh2t}$$

$$ch2\xi = ch2t\sqrt{1 + tg^2\eta} = \frac{ch2t}{\cos\eta}$$

Vậy
$$\frac{1}{\sin 2\psi} = \frac{sh2\xi}{sh2t}$$

Thành thử ứng suất chính có dạng:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_1 + H \\ \sigma_2 + H\end{matrix}\right\} = \frac{H\cos\eta}{2\sin^2\eta} ch2\xi \pm \frac{H\cos\eta}{2\sin\eta} sh2\xi - \frac{H\cos^2\eta}{2\sin^2\eta}$$

Phần không tròn biểu thị như sau:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_{01}^0 = \dfrac{2\sigma_1 \sin^2\eta}{H\cos\eta} \\[2ex] \sigma_2^0 = \dfrac{2\sigma_2 \sin^2\eta}{H\cos\eta} \\[2ex] \left.\begin{matrix}\sigma_1^0 + \lambda \\ \sigma_2^0 + \lambda\end{matrix}\right\} = ch2\xi \pm \sin\eta\, sh2\xi - \cos\eta\end{matrix}\right\} \qquad (2-46)$$

Trong đó: $\lambda = \dfrac{2\sin^2\eta}{\cos\eta}$

Các ứng suất thành phần là:

$$\left.\begin{array}{l}\left.\begin{array}{l}\sigma_x + \lambda \\ \sigma_y + \lambda\end{array}\right\} = ch2\xi \pm \sin\eta sh2\xi\cos 2\alpha - \cos\eta \\ \tau_{xy} = \sin\eta sh2\xi \sin 2\alpha\end{array}\right\} \qquad (2 - 47)$$

Đường bao ứng suất dạng tiệm cận được dùng để biểu thị tính chất của đá nửa cứng như cát kết, macnơ, bột chứa sét, phiến sét, sét kết,... Trường hợp độ sâu đào hầm lớn, đá chuyển sang trạng thái dẻo nhớt thì không dùng đường bao này. Tuy nhiên, hiện chưa có hầm như vậy nên đường bao dạng tiệm cận vẫn được dùng.

Các đá có độ bền kéo bằng 0 do nhiều khe nứt phát triển, đỉnh của đường bao dạng tiệm cận sẽ trùng với gốc toạ độ có hệ trục σ_n - τ_n. Lúc này a và b trong công thức (2 - 42) thể hiện ứng suất nén 1 trục.

Không giới hạn một loại đường bao ứng giới hạn nào cả khi biểu thị tính ổn định của đất đá. Vì vậy, đường cong xác định bằng thí nghiệm trong thực tế tuỳ theo trường hợp vẫn chưa thể hiện chính xác tính chất cơ học đối với kéo hoặc nén. Tuy nhiên, trong tính toán cụ thể để tìm kết quả đơn giản nên chọn dạng đường bao thích hợp phản ánh đúng tính ổn định của đất đá.

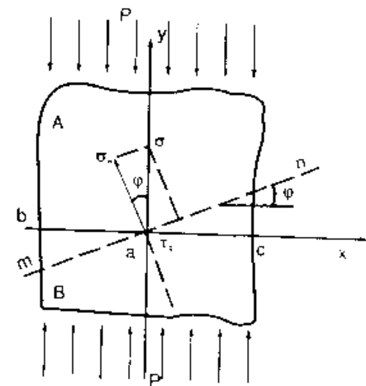
§5. TÍNH CHẤT CỦA ĐÁ VỤN THÔ - NỬA CỨNG

Thể phân tán thô là đất đá trầm tích không có lực liên kết hoặc liên kết rất yếu, có thể bỏ qua. Các hạt tạo thành khối có mặt dốc tạo với mặt phẳng ngang một góc dốc α_0 nào đó. Độ lớn của góc α_0 phụ thuộc vào hình dạng, kích thước, độ chặt và độ ẩm của chúng. Hạt càng thô và góc cạnh góc α_0 càng lớn (bảng 2 - 3).

Bảng 2-3. Góc α_0 của đất đá vụn thô

Tên đất đá	Kích thước hạt (mm)	Góc α_0 (độ)		
		Khô	Ẩm	Ướt
Cát: hạt nhỏ	d > 0,1 chiếm > 75%	25	30-35	15-20
hạt vừa	d > 0,25 chiếm > 50%	28-30	30	25
hạt to	d > 0,5 chiếm > 50%	30-35	32-40	25-27
Sỏi cát	d > 2,0 chiếm > 25%	40-50	35-40	23-30
Cuội	d > 2,0 chiếm > 50%	35-40	35	30
Dăm, tảng	d > 2,0 chiếm > 5%	32-45	36-48	30-40

Sự biến dạng của đất phân tán thô do ngoại lực hoặc trọng lực là kết quả của khối đất bị cắt, sức chống cắt (độ bền chống cắt) phát sinh do lực ma sát trong và lực giữa các hạt. Để tìm hiểu bản chất lực ma sát trong hãy khảo sát khối đất phân tán thô lí tưởng bị lực nén tác dụng theo phương trục y (hình 2.10). Ứng suất chính σ tác dụng vào mặt phẳng ngang ab đi qua điểm a bất kỳ, tại mặt nghiêng m n sẽ phát sinh ứng suất pháp $\sigma_n = \sigma\cos\varphi$ và ứng suất tiếp $\tau = \sigma\sin\varphi$. Lúc này, độ bền chống cắt là lực ma sát $\mathbf{F} = f_0\sigma_n = f_0\sigma\cos\varphi$.



Hình 2-10. *Thành phần ứng suất tại mặt trượt ở điều kiện cân bằng cực hạn, đất hạt thô*

Nếu góc φ càng lớn thì σ_n càng giảm và τ_n tăng lên. Do đó tại giá trị của góc φ nào đó sẽ duy trì trạng thái cân bằng cực hạn. Điều kiện cân bằng đó là:

$$\tau_n = f_0\sigma_n \quad \text{hay} \quad \sigma\sin\varphi = f_0\sigma\cos\varphi \rightarrow f_0 = \text{tg}\varphi$$

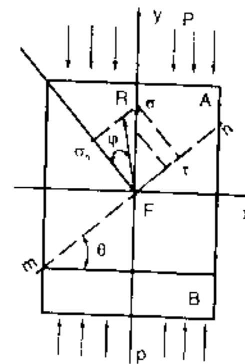
Độ lớn của góc φ phụ thuộc vào thành phần khoáng vật của đất vụn thô. Và một chừng mực nào đó nó còn phụ thuộc vào độ lớn, độ tròn nhẵn, áp lực pháp tuyến và độ ẩm của đất. Tính chất cơ học của nó thể hiện rất rõ rệt với đường bao ứng suất giới hạn là tuyến tính. Nếu không có lực dính kết hay lực móc khớp thì đường bao này đi qua điểm gốc toạ độ hệ trục σ_n - τ_n.

§6. TÍNH CHẤT CỦA ĐÁ CỨNG

Đá cứng có độ bền chống kéo lớn hơn hẳn so với đá nửa cứng. Như trên đã nêu, tính chất cơ học của đá cứng có thể biểu thị bằng đường bao ứng suất giới hạn là hỗn hợp đường thẳng và vòng tròn hoặc đường tiệm cận. Bây giờ, điểm qua các tính chất của chúng.

Đá cứng bị phá hoại do kéo hoặc cắt. Khả năng chống kéo do lực dính kết của các hạt, còn khả năng chống cắt do lực dính kết và lực ma sát trong sinh ra.

Để xác định đặc trưng của lực cân bằng cực hạn tức thời ta nghiên cứu mẫu đá dưới tác dụng của lực nén tác dụng lên nó được minh hoạ trên hình 2.11. Ví dụ khi có ứng suất pháp $\sigma_n = \sigma\cos\theta$ và ứng suất tiếp $\tau_n = \sigma\sin\theta$ tác dụng vào mặt nghiêng mn bất kỳ thì thành phần ứng suất tiếp của lực dính $\tau' = \dfrac{c}{\cos\theta}$ (trong đó : c - lực dính kết đơn vị) và thành phần lực ma sát là $F = f_0\sigma\cos\theta$.



Hình 2-11 *- Sơ đồ xác định lực gây ra ở điều kiện cân bằng cực hạn khi nén mẫu đá*

Vậy điều kiện câng bằng cực hạn tức thời:

$$\tau_n = \tau' + F$$

hay $$\sigma \sin\theta = \frac{C}{\cos\theta} + f_0 \sigma \cos\theta$$

Suy ra:

$$\sigma = \frac{C}{\cos\theta(\sin\theta - f_0\cos\theta)} = \frac{C}{0,5\sin 2\theta - f_0\cos^2\theta}$$

Giá trị của góc θ được xác định ứng với giá trị tải trọng phá hoại σ lớn nhất. Giá trị này tìm được bằng cách vi phân bậc nhất σ theo θ và cho nó bằng 0

$$\frac{d\sigma}{d\theta} = \frac{-C(0,5 \times 2\cos 2\theta + f_0 2\cos\theta \sin\theta)}{(0,5\sin 2\theta - f_0\cos 2\theta)^2} = 0$$

$$\Rightarrow \cos 2\theta + f_0 \sin 2\theta = 0 \qquad \Rightarrow f_0 = \frac{-\cos 2\theta}{\sin 2\theta} = -\cot g 2\theta$$

mặt khác $f_0 = tg\varphi$, suy ra $tg\varphi = -\cot g 2\theta$

và $$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \qquad (2 - 48)$$

Ngoài ra, giá trị góc θ cũng tìm được trên đường tròn Mohr

$$tg\theta = \sqrt{\frac{\sigma_n}{\sigma_K}} \qquad (2 - 48)$$

Góc φ là góc nghiêng do vết nứt đầu tiên xuất hiện tại mặt trượt do tải trọng ngoài gây ra. Góc φ tạo bởi vectơ của ứng suất pháp σ_n và hợp lực R (hợp lực của σ và F) tại mặt trượt ở trạng thái cân bằng giới hạn. Độ lớn của góc φ phụ thuộc vào độ lớn của lực ma sát và lực dính kết của đá ở điều kiện cắt tức thời. Độ bền chống cắt của đá tăng theo giá trị góc ma sát trong φ và lực dính kết C.

Vậy độ bền chống cắt của đá cứng được viết dưới dạng:

$$F' = f_0\sigma + C$$

suy ra $$f = \frac{F'}{\sigma} = f_0 + \frac{C}{\sigma} \qquad (2 - 49)$$

f - hệ số độ bền của đá

Bảng 2 - 4. Đặc điểm cơ học của một số loại đá và nhóm đá

Nhóm	Cường độ	Tên đất đá	Hệ số độ bền	Góc ma sát trong	Khối lượng thể tích t/m^3
I	Đá cứng nhất	Các đá đặc biệt cứng, bazan và các loại thạch anh liên kết rắn chắc đặc sít còn tươi mới.	20	87°08	2,8 - 3,0
II	Đá rất cứng	Granit, focfia thạch anh, đá phiến thạch anh, các loại thạch anh không cứng như ở trên, cát kết và đá vôi loại rắn nhất.	15	86°11	2,6 - 2,7
III	Đá cứng	Các loại granit, đá vôi và cát kết loại rất cứng, mạch thạch anh, dăm kết cứng, quặng sắt rắn.	10	84°18	2,5 - 2,6
IIIa	Đá cứng	Đá vôi cứng, granit cổ, các loại cát kết, quăczit chứa chancopyrit.	8	82°53	2,5
IV	Đá tương đối cứng	Cát kết bình thường, quặng sắt.	6	80°32	2,4
IVa	Đá tương đối cứng	Bột kết chứa cát, cát kết chứa bụi.	5	78°41	2,5
V	Đá cứng vừa	Bột sét cứng, cát kết và đá vôi không đặt sít, dăm kết yếu.	4	75°58	2,8
Va	Đá cứng vừa	Các loại bột kết yếu và sét kết, acgilit.	3	71°34	2,5
VI	Đá tương đối yếu	Bột kết yếu, đá vôi rất yếu, muối mỏ, thạch cao, sét kết tấm,...	2	63°26	2,4
VIa	Đá tương đối yếu	Thổ nhưỡng chứa cát, cát sỏi trầm tích, sét cố kết tầng than.	1,5	56°19	1,8 - 2,0
VII	Đá yếu	Sét đặc quánh, đất sườn tích, thổ nhưỡng sét.	1,0	45°00	1,8
VIIa	Đá yếu	Thổ nhưỡng chứa cát rời rạc, sỏi	0,8	38°40	1,6
VIII	Đất thổ nhưỡng	Thổ nhưỡng chứa hữu cơ, than nâu, cát ẩm	0,6	30°58	1,5
IX	Đất rời tơi xốp	Cát, sỏi đa khoáng	0,5	26°30	1,7
X	Đất hoà tan dễ	Đất đá dễ hoà tan, đất ẩm ướt	0,3	16°42	1,5 - 1,8

Cường độ (độ bền) của đá còn tuỳ thuộc vào loại lực tác dụng (nén, kéo, xoắn, uốn,...) cho nên hệ số cường độ cũng chỉ mang ý nghĩa tương đối. Cường độ của đá còn thể hiện ở khía cạnh: độ mài mòn, phá nổ, khai đào,... Trên bảng 2- 4 nêu cường độ của một số đá theo nhóm (10 nhóm). Giá trị hệ số cường độ là tỷ số giữa sức chống tức thời khi nén 1 trục trong phòng thí nghiệm là 100kg/cm^2:

$$f = \frac{R'_n}{100} \qquad (2 - 50)$$

Trong đó:

R'_n - độ bền chống phá hoại khi nén 1 trục, kg/cm^2;

f - hệ số độ bền của đá (ở đây được coi là hệ số ma sát biểu kiến).

Khi biểu thị gần đúng, hệ số cường độ có thể viết:

$$f = tg\varphi$$

hay: $\varphi = acrtgf$ và φ là góc ma sát trong.

Từ bề mặt lộ ra của đường hầm càng đi sâu vào khối đá càng chịu áp lực nén từ nhiều phía. Mẫu thí nghiệm có chiều cao càng lớn độ bền giảm đi; mẫu đá thí nghiệm càng to thì độ bền lại bé. Cho nên nó có sự sai khác với khối đá trong điều kiện tự nhiên không thể tránh khỏi. Tuy nhiên, nó vẫn được dùng để phân loại đá và được dùng khá phổ biến.

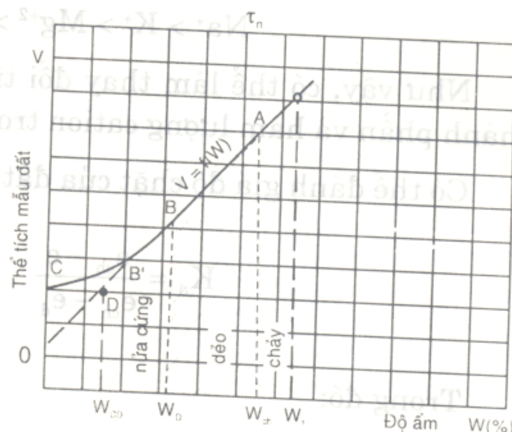
§7. TÍNH CHẤT CỦA ĐẤT LOẠI SÉT

Đất loại sét gồm các hạt nhỏ ($d \leq 0{,}002$mm, chiếm trên 3%) liên kết dạng keo có thể ở trạng thái dính hoặc dẻo. Chúng không bị rời rạc khi khô, ở trạng thái ẩm ướt bị biến dạng, không bị phá hoại. Như ta thấy, đất loại sét khi hút nước, trước tiên liên kết của các hạt bị yếu đi sau đó chuyển sang trạng thái dẻo, tiếp theo là trạng thái chảy. Như vậy, khi tăng độ ẩm của đất, đất chuyển đổi từ trạng thái này sang trạng thái khác. Độ ẩm mà tại đó đất chuyển đổi trạng thái gọi là độ ẩm giới hạn. Độ ẩm giới hạn gồm: độ ẩm giới hạn lún co (W_c); độ ẩm giới hạn dẻo (W_d); độ ẩm giới hạn chảy (W_{ch}) và độ ẩm giới hạn tan rã (W_t).

Một mẫu đất loại sét ở trạng thái chảy đem sấy, độ ẩm sẽ giảm và thể tích cũng giảm theo. Quan hệ giữa thể tích và độ ẩm là tuyến tính trong khoảng AB'. Độ ẩm của đất giảm đến một giá trị nào đó thì đất không ở trạng thái chảy mà chuyển sang trạng thái dẻo. Vậy, *độ ẩm giới hạn chảy* là độ ẩm giới hạn trên của trạng thái dẻo.

Độ ẩm giới hạn dẻo là độ ẩm tại đó đất chuyển từ trạng thái dẻo sang trạng thái nửa cứng, độ ẩm giới hạn dưới của trạng thái dẻo (hình 2-12).

Độ ẩm giới hạn lún co là độ ẩm chuyển từ trạng thái nửa cứng sang trạng thái cứng, đất ở trạng thái độ ẩm phân tử lớn nhất. Trên hình vẽ thể hiện quá trình co ngót thể tích do đất giảm độ ẩm chia làm 2 giai đoạn rõ rệt. Giai đoạn đầu (AB'), quan hệ V = f(W) là đường thẳng; giai đoạn sau (B'C), quan hệ V = f(W) là đường cong. Điểm D tương ứng với tung độ của C và nằm trên đường AB kéo dài được xem là độ ẩm giới hạn lún co. Còn đoạn OC được xem là thể tích không khí thay thế lượng nước có trong đất đã bay hơi hết.



***Hình 2-12.** Sự thay đổi trạng thái đất theo W*

Khi $W < W_d$, hầu như tất cả nước trong đất loại sét là nước liên kết vật lí. Ở độ ẩm giới hạn chảy, lượng nước nhiều gây phá vỡ liên kết keo giữa các hạt, lực dính kết gần bằng không.

Bảng 2-5. Phân loại trạng thái đất theo W

Trạng thái của đất	Cứng	Dẻo	Chảy
Độ ẩm	$W \leq 1,2W_d$	$W_{ch} > W > 1,2\ W_d$	$W_{ch} \leq W$

Chỉ số dẻo (Id) là phạm vi độ ẩm mà đất luôn ở trạng thái dẻo (phần gạch chéo trên Hình 2.12), được tính bằng công thức sau:

$$I_d = W_{ch} - W_d\ , (\%) \qquad (2 - 51)$$

Chỉ số dẻo càng lớn thì tính dẻo của đất càng cao. Chỉ số dẻo dùng để phân loại đất mềm dính(đất loại sét).

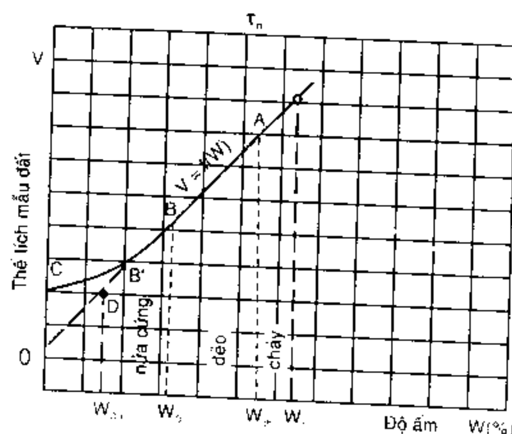
Tính dẻo của đất loại sét phụ thuộc vào hàm lượng hạt sét; thành phần khoáng vật; thành phần và hàm lượng cation trong tầng khuếch tán của Misel và trạng thái kết cấu của đất.

Bảng 2-6. Phân loại đất theo I_d

Tên đất	Cát pha	Sét pha	Sét
Chỉ số dẻo	$1 \leq I_d \leq 7$	$7 < I_d \leq 17$	$I_d > 17$

Hàm lượng hạt sét và khoáng vật sét càng nhiều, tính dẻo càng tăng mạnh. Đất chứa nhiều $cation^{+1}$ có tính dẻo cao hơn $cation^{+2}$ và $cation^{+3}$, cụ thể là:

Độ ẩm giới hạn lún co là độ ẩm chuyển từ trạng thái nửa cứng sang trạng thái cứng, đất ở trạng thái độ ẩm phân tử lớn nhất. Trên hình vẽ thể hiện quá trình co ngót thể tích do đất giảm độ ẩm chia làm 2 giai đoạn rõ rệt. Giai đoạn đầu (AB'), quan hệ V = f(W) là đường thẳng; giai đoạn sau (B'C), quan hệ V = f(W) là đường cong. Điểm D tương ứng với tung độ của C và nằm trên đường AB kéo dài được xem là độ ẩm giới hạn lún co. Còn đoạn OC được xem là thể tích không khí thay thế lượng nước có trong đất đã bay hơi hết.



Hình 2-12. *Sự thay đổi trạng thái đất theo W*

Khi $W < W_d$, hầu như tất cả nước trong đất loại sét là nước liên kết vật lí. Ở độ ẩm giới hạn chảy, lượng nước nhiều gây phá vỡ liên kết keo giữa các hạt, lực dính kết gần bằng không.

Bảng 2-5. Phân loại trạng thái đất theo W

Trạng thái của đất	Cứng	Dẻo	Chảy
Độ ẩm	$W \le 1,2W_d$	$W_{ch} > W > 1,2\ W_d$	$W_{ch} \le W$

Chỉ số dẻo (Id) là phạm vi độ ẩm mà đất luôn ở trạng thái dẻo (phần gạch chéo trên Hình 2.12), được tính bằng công thức sau:

$$I_d = W_{ch} - W_d\ , (\%) \qquad (2 - 51)$$

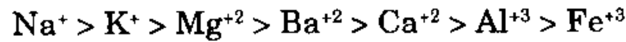
Chỉ số dẻo càng lớn thì tính dẻo của đất càng cao. Chỉ số dẻo dùng để phân loại đất mềm dính (đất loại sét).

Tính dẻo của đất loại sét phụ thuộc vào hàm lượng hạt sét; thành phần khoáng vật; thành phần và hàm lượng cation trong tầng khuếch tán của Misel và trạng thái kết cấu của đất.

Bảng 2-6. Phân loại đất theo I_d

Tên đất	Cát pha	Sét pha	Sét
Chỉ số dẻo	$1 \le I_d \le 7$	$7 < I_d \le 17$	$I_d > 17$

Hàm lượng hạt sét và khoáng vật sét càng nhiều, tính dẻo càng tăng mạnh. Đất chứa nhiều $cation^{+1}$ có tính dẻo cao hơn $cation^{+2}$ và $cation^{+3}$, cụ thể là:


$$Na^+ > K^+ > Mg^{+2} > Ba^{+2} > Ca^{+2} > Al^{+3} > Fe^{+3}$$

Như vậy, có thể làm thay đổi tính dẻo của đất loại sét bằng cách thay đổi thành phần và hàm lượng cation trong đất và cải tạo tính chất của đất.

Có thể đánh giá độ chặt của đất loại sét dựa vào giá trị K_d:

$$K_d = \frac{e_{ch} - e}{e_{ch} - e_d} \tag{2 - 52}$$

Trong đó:

e - hệ số rỗng tự nhiên.

e_{ch}, e_d - hệ số rỗng ứng với trạng thái giới hạn chảy, giới hạn dẻo.

Khi biết γ_s, W_{ch} và W_d ta tính được các giá trị e_{ch} và e_d: $e_{ch} = \gamma_s.W_{ch}$ và $e_d = \gamma_s.W_d$

Tính biến dạng và tính chống cắt (tính bền) là hai đặc trưng quan trọng nhất trong các tính chất cơ học của đất loại sét

Bảng 2-7. Phân loại trạng thái theo K_d và hệ số rỗng

Hệ số rỗng	$e > e_{ch}$	$e = e_{ch}$	$e_d < e < e_{ch}$	$e = e_d$	$e < e_d$
Độ chặt K_d	$K_d < 0$	$K_d = 0$	$0 < K_d < 1$	$K_d = 1$	$K_d > 1$
Trạng thái của đất	Xốp, chưa đến chặt	Chặt vừa	Dẻo	Nửa cứng	Cứng

Độ ẩm và độ rỗng càng lớn thì khả năng biến dạng càng tăng và độ bền chống cắt của đất càng thấp. Độ ẩm và tính nén lún của đất loại sét gần giống quan hệ giữa biến dạng và tải trọng tác dụng trong đá cứng. Nó chỉ khác ở chỗ, đối với đá cứng khi có ngoại lực (nén) tác dụng thì lập tức gây ra biến dạng tương ứng với lực tác dụng, đối với đất loại sét thì quá trình biến dạng từ từ và tắt dần. Tính nén lún của đất loại sét phụ thuộc vào nhiều yếu tố.

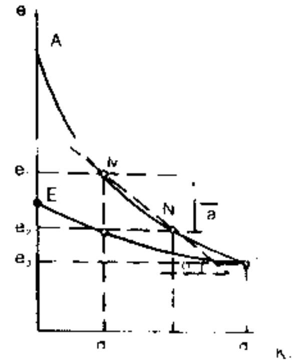
a) Ảnh hưởng của thành phần khoáng vật, do khoáng vật có tính ưa nước khác nhau.

b) Thành phần hạt phân tán mịn, càng nhiều hạt phân tán mịn thì tỷ lệ diện tích bề mặt càng lớn, khả năng tương tác và giữ nước càng cao. Như vậy, phạm vi biến đổi thể tích khi bị nén sẽ lớn và sức chống nén cũng cao (nước là chất không chịu nén).

c) Ảnh hưởng của các cation trao đổi có trong đất. Ví dụ Sét - Na có tính ưa nước lớn hơn, độ phân tán lớn hơn và do đó tính nén lún cũng lớn hơn Sét - Ca.

d) Độ rỗng ban đầu lớn, độ lún càng nhiều. Đất có kết cấu nguyên dạng tính nén lún nhỏ hơn mẫu đất đó đã bị xáo động.

Khi thí nghiệm nén mẫu đất trong điều kiện không nở ngang, quan hệ giữa tải trọng nén và biến dạng thể tích có thể biểu thị bằng quan hệ giữa tải trọng nén thẳng đứng (P) và hệ số rỗng: e = f(P). Đường cong quan hệ e = f(P) gọi là đường cong nén lún (hình 2-13). Hệ số góc của đường cong ở giai đoạn áp lực nén không lớn được xem là góc nghiêng của đường thẳng đi qua MN và được viết dưới dạng:



Hình 2.13 - Đường cong nén lún e = f(P)

$$a = tg\alpha = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1} - \frac{de}{d\sigma}, \ cm^2/kG \qquad (2\ \ )$$

Vậy, hệ số nén lún a là tỷ số giữa số gia tải trọng nén và độ giảm hệ số rỗng Sự thay đổi tương đối của thể tích lỗ rỗng của đất tỷ lệ thuận với sự thay đổi áp lực nén.

Bình thường khi gia tải ở cấp tải trọng σ_1 = 1,0 và σ_2 = 2,0 kG/cm², quan hệ e = f(P) được xem là quan hệ tuyến tính, ứng với giai đoạn này hệ số nén lún được ký hiệu là a_{1-2}. Dựa vào giá trị a_{1-2} để đánh giá tính nén lún của đất (bảng 2.8).

Bảng 2-8. Phân loại tính nén lún theo a_{1-2}

a_{1-2}, cm²/kG	a_{1-2} < 0,001	0,001 ≤ a_{1-2} < 0,01	0,01 ≤ a_{1-2} < 0,05	0,05 ≤ a_{1-2}
Đất thuộc loại	Không nén lún	Nén lún yếu	Nén lún trung bình	Nén lún mạnh

Khi giảm tải theo từng cấp áp lực xảy ra quá trình phục hồi, hệ số rỗng của đất tăng dần nhưng thường không đạt tới giá trị của hệ số rỗng ban đầu, đường cong BE trên h.2-13. Độ chênh AE trên trục tung biểu thị biến dạng dư của đất sau khi nén.

Nếu quá trình gia tải và dỡ tải được lặp đi lặp lại đến một chừng mực nào đó, dần dần mẫu đất chỉ còn biến dạng dư, phần biến dạng đàn hồi hầu như bị triệt tiêu.

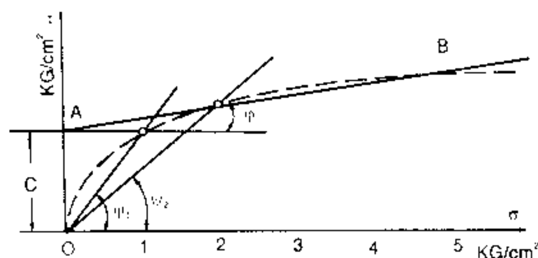
Áp lực ngang trong đất tỷ lệ với áp lực thẳng đứng. Tỷ lệ này là hệ số áp lực ngang (λ_a). Giá trị λ_a có thể xác định bằng thí nghiệm hoặc dùng công thức sau:

$$\lambda_a = \frac{\mu}{1-\mu}$$

Khi ngoại lực tác dụng vào đất no nước, trước tiên ứng suất do nước trong các lỗ rỗng tiếp nhận. Sau đó, ứng suất này truyền cho cốt đất dẫn theo quá trình cố kết thấm, tức là khi áp lực ngoài lớn hơn áp lực nước lỗ rỗng. Giá trị ứng suất gây ra biến dạng lún của đất lúc này gọi là ứng suất có hiệu. Tốc độ truyền ứng suất từ nước lỗ rỗng sang hạt đất phụ thuộc vào hệ số thấm của đất. Hệ số thấm của đất loại sét thường rất bé, do vậy, quá trình biến dạng lún của chúng rất chậm và lâu dài. Lúc này, vận động thấm của nước trong đất do áp lực thuỷ động gây ra ($P_d = \Delta_n I$). Phương của dòng thấm trùng với phương lan truyền ứng suất có hiệu.

Độ bền chống cắt của đất loại sét phát sinh do lực liên kết và lực ma sát. Độ lớn của chúng lại phụ thuộc vào thành phần hạt, thành phần khoáng vật, tính chất hoá lý, kiến trúc, cấu tạo, độ ẩm và điều kiện thành tạo đất. Lực dính kết do lực hút phân tử tĩnh điện và lực liên kết keo. Lực ma sát, ở ban đầu gia tải, không lớn, nó tăng dần theo quá trình thoát nước trong đất và có giá trị lớn nhất khi đạt sự cân bằng áp lực thuỷ tĩnh. Như vậy, độ bền chống cắt của đất loại sét tỷ lệ với áp lực pháp tuyến, tăng theo độ lớn của lực tác dụng vuông góc với mặt trượt.

Khi thí nghiệm xác định độ bền chống cắt của đất bằng máy cắt phẳng, trước tiên gia tải nén (ứng suất pháp σ) theo phương thẳng đứng và giữ trong khoảng thời gian nhất định. Sau đó tăng lực tác dụng theo phương tiếp tuyến dần dần cho tới khi bằng độ bền chống cắt của mẫu đất ta xác định được giá trị ứng suất tiếp τ. Bằng cách thí nghiệm các mẫu đất dưới các cấp áp lực nén khác nhau lập được đồ thị quan hệ τ = f(σ) được thể hiện trên hình 2-14. Phương trình biểu thị đường thẳng AB như sau:



Hình 2-14. *Quan hệ τ = f(σ) trong đất loại sét*

$$t = \sigma tg\varphi + C$$

hay $$t = f_o\sigma + C \qquad (2-54)$$

Trong đó:

- τ - ứng suất tiếp tuyến, kG/cm²;
- s - ứng suất pháp, kG/cm²;
- φ - góc ma sát trong, độ;
- $f_0 = tg\varphi$ - hệ số ma sát ;
- C - lực dính kết.

Trên hình 2-14 cho thấy, góc ma sát trong luôn nhỏ hơn góc trượt (Ψ_1, Ψ_2,..). Chỉ trong đất loại cát khi C = 0 thì có φ = Ψ. Góc trượt Ψ nhỏ dần theo sự gia tăng của áp lực nén thẳng đứng ($\Psi_2 < \Psi_1$). Theo tài liệu thí nghiệm cho thấy, giá trị của

f và C phụ thuộc nhiều vào trạng thái ẩm và độ rỗng của đất. Độ lớn của lực dính kết thường ở trong khoảng 0,05 ÷ 1,5kG/cm².

Thi công công trình ngầm gặp đất loại sét có độ ẩm cao thường phát sinh hiện tượng trương nở hoặc đôi khi phát sinh hiện tượng đất chảy.

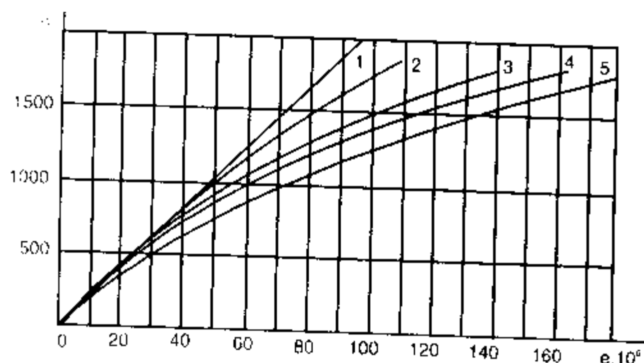
§8. TÍNH BIẾN DẠNG LÚN THEO THỜI GIAN - NÉN CỐ KẾT THẤM

8.1. Các mô hình nén

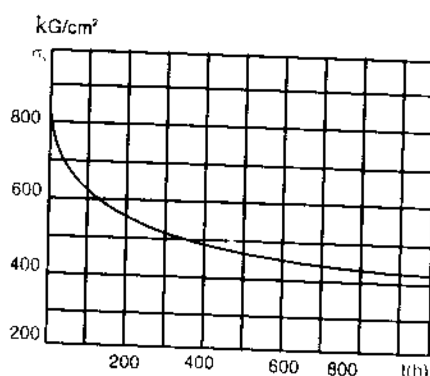
Việc nghiên cứu về tính biến dạng của đất đá theo thời gian vẫn chưa đầy đủ, do đó ở đây chỉ đề cập đến tất cả các điều kiện tổng quát. Dựa vào kết quả thí nghiệm, sự biến dạng của vật thể theo thời gian tại ứng suất xác định lại không nhất định mà tăng một cách đơn điệu. Mặt khác, trong điều kiện duy trì sự biến dạng không đổi, ứng suất lại đơn điệu giảm theo thời gian. Nếu duy trì ứng suất không đổi mà biến dạng của mẫu đất vẫn tăng theo thời gian gọi là *từ biến*.

Hiện tượng này cho thấy rõ khi thí nghiệm mẫu bê tông dưới tải trọng không đổi với tốc độ gia tải khác nhau (5,10, 15, 30 và 60 giây) và được thể hiện bằng biểu đồ trên hình 2-15. Khi gia tải tức thời quan hệ giữa tải trọng và biến dạng thể hiện quan hệ tỷ lệ chặt chẽ (định luật Huc), nhưng khi gia tải từ từ, quan hệ này là đường cong, tốc độ gia tải càng chậm đường cong càng rõ rệt.

Khi giữ nguyên biến dạng, ứng suất giảm dần theo thời gian - sự phân tán ứng suất (hình 2-16). Để làm rõ tính chất quan hệ của tải trọng và sự biến dạng, sự rão của vật liệu theo thời gian thường sử dụng mô hình cấu tạo thích hợp để nghiên cứu. Dựa vào các mô hình được chọn có thể phân tích về bản chất trạng thái và thiết lập các biểu thức của chúng.



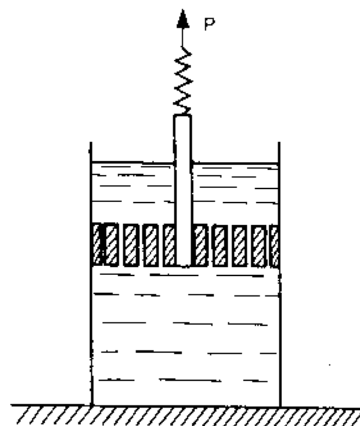
Hình 2-15. Quan hệ giữa biến dạng và ứng suất ở điều kiện tốc độ gia tải khác nhau
1- Khi gia tải tức thời; 2- Gia tải theo quãng cách 5 giây; 3- Gia tải theo quãng cách 15 giây; 4- Theo quãng cách 30 giây và 5- Theo quãng cách 60 giây



Hình 2-16. Biểu đồ sự giảm ứng suất trong đất theo thời gian

1 - Mô hình thứ nhất

Tải trọng (σ) tác dụng ở mô hình này (hình 2-17), ở giai đoạn đầu gây ra biến dạng đàn hồi của lò xo tuân theo định luật Húc. Sau đó sự biến dạng của quan hệ mô hình tăng lên với tốc độ nào đó dung dịch chảy qua các lỗ của piston. Khi cất lực tác dụng, chỉ có phần biến dạng đàn hồi trở lại, còn sự biến dạng của phần "dẻo nhớt" không phục hồi (Piston không chìm xuống). Nếu cho sẵn trạng thái biến dạng nào đó trong mô hình (như kéo lò xo và tiếp tục duy trì trạng thái đó) thì piston sẽ bị kéo lên cho tới khi lực kéo của lò xo bằng không, biến dạng đàn hồi chuyển thành biến dạng nhớt. Phương trình trạng thái của hệ là:



***Hình 2-17**. Mô hình thứ nhất*

$$\frac{de}{dt} = \frac{de_d}{dt} + \frac{de_{nh}}{dt}$$

Tốc độ biến dạng đàn hồi: $\frac{de_d}{dt} = \frac{1}{E}\frac{d\sigma}{dt}$

Tốc độ biến dạng dính nhớt: $\frac{de_{nh}}{dt} = \frac{\sigma}{Et_0}$

Tốc độ biến dạng dẻo nhớt tỷ lệ với ứng suất, hệ số tỷ lệ là $\frac{1}{Et_0}$, t_0 - hằng số chỉ thời gian. Thay các biểu thức này vào phương trình trên ta có:

$$E\frac{de}{dt} = \frac{\sigma}{t_0} + \frac{d\sigma}{dt}$$

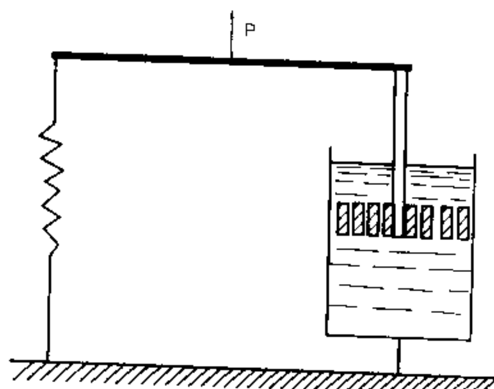
Lấy tích phân với điều kiện σ = const, ta được:

$$e = e_0 + \frac{\sigma t}{Et_0} = \frac{\sigma}{E}\left(1 + \frac{t}{t_0}\right)$$

Trong đó: $e = \frac{\sigma}{2}$ - biến dạng đàn hồi tức thời đầu tiên.

Và khi e_0 = const thì: $\sigma = \sigma_0 \exp\left(-\frac{t}{t_0}\right)$.

Như vậy, khi ứng suất không đổi biến dạng tăng theo quy luật tuyến tính và khi biến dạng không đổi thì sự thuyên giảm ứng suất thay đổi theo hàm mũ. Mô hình này chỉ phản ánh bản chất tính chất của vật chất lí tưởng, nó không phù hợp với các kết quả về lượng đối với nhiều vật chất trong thực tế.



Hình 2-18. *Mô hình thứ hai*

2 - Mô hình thứ 2

Mô hình này có piston đặt trong ống trụ đựng dung dịch dính nhớt, song song với lò xo liên kết trên cùng một thanh có lực P tác dụng ở chính giữa (hình 2-18). Khi có lực tác dụng không sinh ra biến dạng đàn hồi tức thời, sự biến dạng phát sinh ban đầu từ không tới độ lớn nào đó do lực P và lực đàn hồi của lò xo. Khi bỏ lực tác dụng, biến dạng trở về không.

Phương trình biểu diễn trạng thái này được xác định bằng cách cộng thành phần đàn hồi tỷ lệ với biến dạng với thành phần dính nhớt tỷ lệ với tốc độ biến dạng.

$$\sigma = ae + b\frac{de}{dt}$$

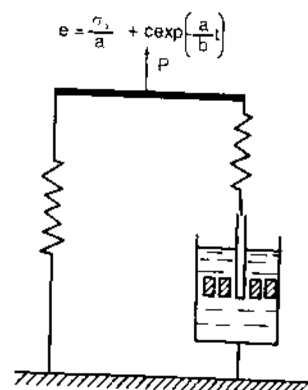
Khi $\sigma = \sigma_0 = \text{const}$ thì: $\frac{de}{dt} + \frac{a}{b}e = \frac{\sigma_0}{b}$

Giải phương trình dạng tuyến tính này ta được: $e = \frac{\sigma_0}{a} + c.\exp\left(-\frac{a}{b}t\right)$

Nếu $e = e_0 = \text{const}$ thì $\sigma = a\,e_0$. Mô hình này không phù hợp với vật thể lí tưởng

3 - Mô hình thứ ba

Mô hình này khác mô hình thứ hai là có thêm lò xo liên kết với piston (hình 2-19). Khi tải trọng ngoài tác dụng, ban đầu, hai lò xo xảy ra biến dạng đàn hồi. Sau đó, biến dạng tăng lên theo sức kéo của lò xo. Nếu ngừng lực tác dụng sự biến dạng giảm nhanh đến mức độ nào đó theo lực kéo của lò xo bên phải, sau đó biến dạng giảm dần tới 0. Nếu giữ nguyên sự biến dạng, piston không thể di chuyển cho tới khi ứng suất tại lò xo phải trở về không. Lúc này ứng suất tại lò xo phải và trái không thay đổi. Phương trình vi phân của trạng thái này là:



Hình 2-19. *Mô hình thứ ba*

$$\sigma + a\frac{d\sigma}{dt} = be + c\frac{de}{dt}$$

Khi $\sigma = \sigma_0 = const$, ta có:

$$\frac{de}{dt} + \frac{b}{c}e = \frac{\sigma_0}{c}$$

Lấy tích phân ta được:

$$e = \frac{\sigma_0}{b} + \left(e_0 - \frac{\sigma_0}{b}\right)\exp\left(-\frac{b}{a}t\right)$$

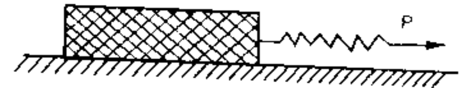
Khi $e = e_0 = const$

$$\frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{a} = \frac{b}{a}e_0 \Rightarrow \sigma = be_0 + (\sigma_0 - be_0)\exp\left(-\frac{t}{a}\right)$$

Ở mô hình thứ nhất khi bỏ lực tác dụng, nhất thời biến dạng dư không thay đổi nhưng ở mô hình thứ hai và thứ ba, biến dạng lại không quan hệ đến độ lớn của lực mà nó tắt dần cho tới lúc $t = \infty$. Như vậy, các mô hình này thể hiện đầy đủ trạng thái vật thể lí tưởng khi gia tải nhưng lại không thể hiện như vậy khi bỏ lực tác dụng.

Để thấy rõ hơn tính chất của vật thể lí tưởng ta gắn thêm yếu tố có ma sát trượt vào mô hình.

4 - Mô hình thứ tư



Hình 2-20. *Mô hình thứ tư*

Trên hình 2.20, khối thép được nối với lò xo và đặt trên mặt phẳng nằm ngang. Lò xo vừa gây ra biến dạng đàn hồi vừa tạo ra ứng suất kéo cho tới khi lực tác dụng vào khối thép bằng lực ma sát do quán tính.

Khi lực P vượt quá mức lực ma sát, biến dạng đàn hồi của lò xo không tăng nữa và cả hệ thống đều di chuyển. Khi thôi lực tác dụng, lò xo co lại và khối thép cứ thế đứng nguyên tại chỗ. Biến dạng của vật thể mô phỏng theo mô hình này trở thành biến dạng dẻo không có biến dạng đàn hồi. Trong mô hình này không phát sinh sự tiêu tán (sự lơi) ứng suất, nó phù hợp với vật dẻo - nhớt lí tưởng. Điều kiện phát sinh hiện tượng dẻo - nhớt là:

$$\tau_{max} = K$$

K - hằng số vốn có của vật thể.

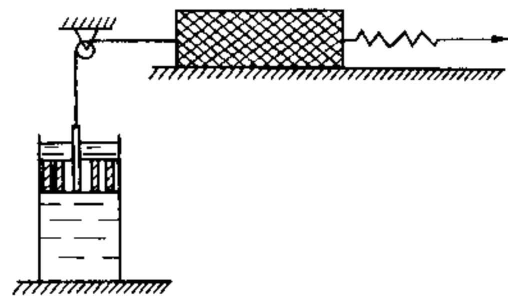
Mô hình này khác mô hình thứ nhất ở chỗ:

- Tại mô hình thứ nhất, sự chảy nhớt bắt đầu tại tải trọng nhỏ bất kỳ, ngược lại, ở mô hình bốn, sự chảy nhớt bắt đầu khi tải trọng phải đạt tới độ lớn nhất định.

- Tại mô hình thứ nhất, tốc độ chảy nhớt tăng theo tốc độ tăng của tải trọng ngoài và đồng thời ứng suất cũng tăng. Trái lại, ở mô hình thứ tư, khi ngoại lực tăng, ứng suất bị khống chế ở giới hạn chảy nhớt và chỉ có tốc độ chảy nhớt được tăng lên.

5- Mô hình thứ năm

Mô hình thứ năm là mô hình thứ tư được nối với bộ phận gây ma sát dính nhớt (hình 2-21). Khi ngoại lực tăng thì ứng suất cũng tăng theo. Tuy nhiên, ở một giá trị nào đó tốc độ biến dạng đàn hồi bị triệt tiêu chỉ còn phần biến dạng dẻo nhớt và không xuất hiện sự tắt dần ứng suất. Phương trình trạng thái của hệ mô hình thứ năm được viết dưới dạng:



Hình 2-21. *Mô hình thứ năm*

Thành phần ứng suất gây biến dạng dẻo nhớt ứng với ứng suất cắt giới hạn:

$$\sigma_d = \tau_{ch}\sqrt{3}$$

Thành phần gây biến dạng chảy nhớt tỷ lệ với tốc độ biến dạng:

$$\sigma_{nh} = a\frac{de}{dt}$$

t_{ch} - giới hạn chảy nhớt khi cắt.

Cộng hai vế của các biểu thức trên:

$$\sigma_0 = \tau_{ch}\sqrt{3} + a\frac{de}{dt}$$

Nếu $\sigma = \sigma_0 = const$, ta có:

$$e = e_0 + \frac{\sigma_0 - \tau_{ch}\sqrt{3}}{a}t$$

hay $$e = e_0 = const; \sigma_0 = \tau_{ch}\sqrt{3}$$

6- Mô hình thứ sáu

Hệ mô hình gồm 2 lo xo, gộp mô hình một và mô hình bốn. Hệ mô hình này thể hiện biến dạng đàn hồi tại giá trị tải trọng chưa vượt quá giới hạn chảy. Khi tải trọng vượt quá giới hạn chảy vật bắt đầu xảy ra biến dạng chảy và ứng suất phụ thuộc tốc độ gia tải. Ở mức độ biến dạng nào đó, thành phần ứng suất tương ứng tại lò xo 2 sẽ bị tiêu tán dần ứng suất. Thành phần ứng suất ở lò xo 1 không xảy ra hiện tượng lơi dần ứng suất. Phương trình trạng thái của hệ:

$$\sigma + a\frac{d\sigma}{dt} = \tau_{ch}\sqrt{3} + b\frac{de}{dt}$$

Khi $\sigma = \sigma_0 = \text{const}$.

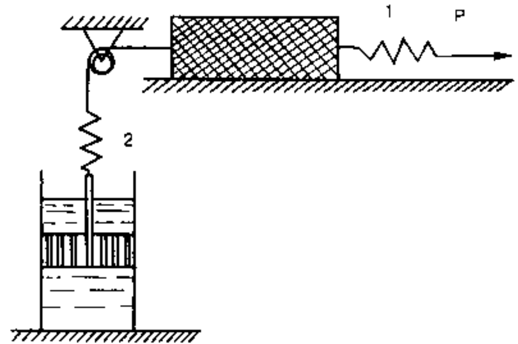
$$\frac{de}{dt} = \frac{\sigma_0 - \tau_{ch}\sqrt{3}}{b}$$

Giải ra ta có: $e = e_0 + \dfrac{\delta_o - \tau_{ch}\sqrt{3}}{b}t$

Nếu $e = e_0 = \text{const}$:

$$\frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{a} = \frac{\tau_{ch}\sqrt{3}}{a}$$

Giải ra ta có: $\sigma = \tau_{ch}\sqrt{3} + c\exp\left(-\dfrac{t}{a}\right)$



Hình 2-22. *Mô hình thứ sáu*

Các phương trình trạng thái của tất cả các hệ mô hình trên đều có thể quy về phương trình tổng quát sau đây:

$$a_1 + a_2 e + a_3\frac{de}{dt} = a_4\sigma + a_5\frac{d\sigma}{dt}, \qquad (2-55)$$

Trong đó:

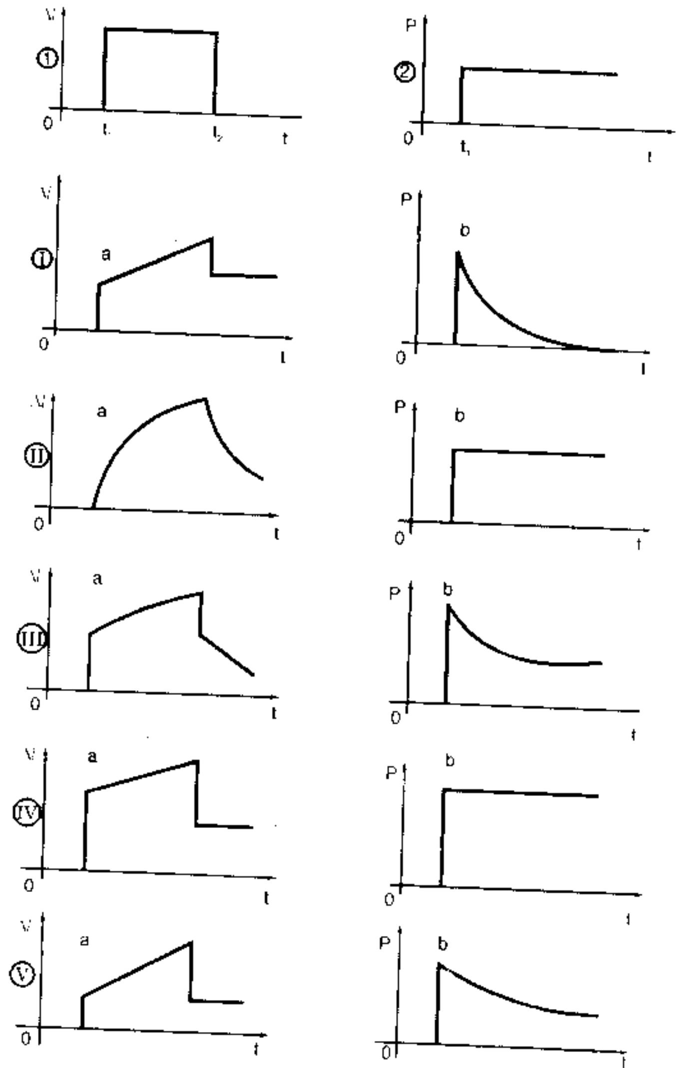
Vật thể dạng mô hình thứ nhất : $a_1 = a_2 = 0$.
Vật thể dạng mô hình thứ hai : $a_1 = a_5 = 0$.
Vật thể dạng mô hình thứ ba : $a_1 = 0$.
Vật thể dạng mô hình thứ tư : $a_2 = a_3 = a_5 = 0$.
Vật thể dạng mô hình thứ năm : $a_2 = a_5 = 0$.
Vật thể dạng mô hình thứ sáu : $a_2 = 0$.

Đối với 3 dạng mô hình sau cùng cần lưu ý đến điều kiện cần thiết: $\sigma \geq \frac{a_4}{a_1}$

Nếu $\sigma < \frac{a_4}{a_1}$ thì hệ trở thành thể đàn hồi thông thường (có thể chứng minh từ biểu thức $\sigma_d = \tau_{ch}\sqrt{3}$)

Trên hình 2-23 trình bày và so sánh tính chất của các hệ mô hình được đề cập ở trên. Trên hình 2-23, phần a) biểu thị đường cong hồi phục của các hệ mô hình (biểu đồ trạng thái tải trọng) lúc gia tải tại thời điểm t_1 và dỡ tải tại thời điểm t_2. Phần b) biểu thị đường cong ứng suất của các hệ mô hình (vẽ biểu đồ trạng thái tải trọng) khi biến dạng do lực tác dụng tại thời điểm t_1 và không đổi theo thời gian.

Các mô hình đã khảo sát có thể phân thành mấy dạng sau: Các mô hình 1, 4, 5 và 6 khi ứng suất không đổi biến dạng tăng tỷ lệ với thời gian. Chúng đều có hệ số $a_2 = 0$ trong công thức tổng quát (2 - 55) và sự tăng biến dạng chỉ phụ thuộc vào thời gian tác dụng của tải trọng. Trạng thái ứng suất của chúng được khảo sát đơn giản.



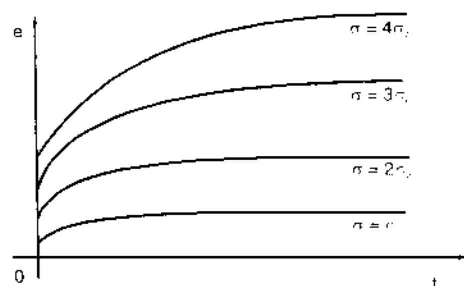
Hình 2-23. *a. Đường cong hồi phục;*
b. Đường lơi ứng suất;
1 - Biểu đồ trạng thái tải trọng;
2- Biểu đồ trạng thái biến dạng.
I - Mô hình thứ nhất; II - Mô hình thứ hai; III. Mô hình thứ ba; IV. Mô hình thứ tư; V. Mô hình thứ năm

Các mô hình 2 và 3 thể hiện vật thể biến dạng tăng theo hàm số mũ và các hệ số trong phương trình tổng quát đều có $a_2 \neq 0$. Sự tăng biến dạng của chúng liên quan đến hằng số của hệ và độ lớn của tải trọng tác dụng. Nhóm mô hình này phản ánh gần với đặc điểm của quan hệ ứng suất và biến dạng của vật rắn lí tưởng hơn so với nhóm mô hình thứ nhất nhưng khó phân tích bằng toán học. Cũng có thể chia ra thành

nhóm có sự giảm dần ứng suất và nhóm không xảy ra sự giảm dần ứng suất (dẻo - nhớt và không dẻo - nhớt). Các mô hình 1, 3 và 6 có sự giảm dần ứng suất; các mô hình còn lại thì không có tính chất này và trong công thức tổng quát của phương trình trạng thái có đặc điểm là $a_5 = 0$.

8.2. Phương trình trạng thái của đá

Muốn xây dựng phương trình trạng thái của đá ta khảo sát đường cong lơi tải xác định được nhờ thí nghiệm ở các trạng thái ứng suất khác nhau đối với các mẫu đá cùng loại, giống như các đường cong trên hình 2.24. Như vậy, có khả năng xác lập được phương trình trạng thái của đá như đã đề cập ở trên. Các tính chất quan trọng của các đường cong này là:



Hình 2-24. *Đường cong lơi ứng suất ở các trạng thái ứng suất khác nhau*

a) Do tải trọng tác dụng đột ngột, biến dạng tuyến tính xảy ra tức thời.

b) Biến dạng tăng theo thời gian.

c) Dưới tác dụng của ứng suất nhất định, độ lớn của biến dạng tiến gần đến giới hạn nhất định nào đó có liên quan với ứng suất do lực tác dụng.

d) Giới hạn biến dạng cận kề không có quan hệ tuyến tính với độ lớn của ứng suất. Tính chất c) thể hiện ở mô hình thứ hai nhưng không thoả mãn tính chất a). Thoả mãn điều này có thể dùng mô hình thứ ba có thay đổi một chút. Trong trường hợp ứng suất nhất định biến dạng của vật thể hệ mô hình thứ ba được biểu thị:

$$e = \frac{\sigma}{b} + \left(e_o - \frac{\sigma}{b}\right)\exp\left(-\frac{b}{c}t\right) \qquad (2\text{-}56)$$

Khi t = ∞ thì $e = \frac{\sigma}{b}$. Giá trị cực hạn của e có quan hệ tuyến tính với ứng suất.

Tuy nhiên, trong nhiều thí nghiệm quan hệ giữa giá trị cực hạn của e và ứng suất là quan hệ phi tuyến gần đúng.

$$e = D\sigma + F\sigma^2 \qquad (2 - 57)$$

D, F - hằng số.

Nếu trong phương trình trạng thái của mô hình thứ ba ta thay σ bằng trạng thái ứng suất σ^m thì tính chất a), b), c) không đổi và điều kiện của tính chất d) hoàn toàn thỏa mãn. Tuy vậy, mô hình này không có điểm nào khác hoàn toàn với

dạng thức của mô hình thứ ba. Chỉ khác là lò xo được liên kết cùng hàng với pitton ở mô hình đó, biểu thị đặc điểm của quan hệ phi tuyến. Như vậy, cuối cùng phương trình trạng thái của đá được viết là:

$$D\sigma + F\sigma^2 + a\frac{d\sigma}{dt} = be + c\frac{de}{dt}$$

Suy ra:

$$\frac{de}{dt} = \frac{a}{c}\frac{d\sigma}{dt} + \frac{D}{c}\sigma + \frac{F}{c}\sigma^2 - \frac{b}{c}e \qquad (2 - 58)$$

Qua đây ta thấy, tốc độ biến dạng được cấu thành bởi phần liên quan đến biến đổi ứng suất (phần đàn hồi) và phần có liên quan đến độ lớn của ứng suất (phần dẻo nhớt). Thành thử, trong công thức (2 - 58) biểu thức $\frac{a}{c}$ chính là $\frac{1}{E}$. Thay các hệ số tỷ lệ đặc trưng ứng suất và hằng số chỉ thời gian lơi ứng suất vào công thức (2 - 58) ta được:

$$\frac{de}{dt} = \frac{1}{E}\frac{d\sigma}{dt} + \frac{1}{t_0}\left[\alpha\frac{\sigma}{E} + \beta\left(\frac{\sigma}{E}\right)^2 - e\right] \qquad (2 - 59)$$

Suy ra:

$$\frac{de}{dt} = \frac{1}{E}\frac{d\sigma}{dt} + \frac{1}{t_0}\left[A\left(\frac{\sigma}{E}\right)^m - e\right] \qquad (2 - 59')$$

Trong đó:

a, b, A và m - hằng số không thứ nguyên thể hiện khả năng biến dạng của vật liệu (xác định bằng thí nghiệm);

t_0 - thời gian lơi ứng suất.

Công thức này biểu thị trường hợp một đoạn thẳng. Khi biểu thị trường hợp 3 đoạn thẳng nó có dạng:

- Từ công thức (2 - 59), ta có:

$$\frac{de_x}{dt} = \frac{1+\mu}{E}.\frac{\partial}{\partial t}\left(\sigma_x - \frac{3\mu}{1+\mu}\sigma\right) + \frac{1}{2t_0}\left[\frac{3\alpha+1-2\mu}{E} + \frac{3\sqrt{3}\beta}{E^2}T - \frac{G}{T}\right](\sigma_x - \sigma)...(x,y,z) \qquad (2- 60)$$

$$\frac{d\gamma xy}{dt} = \frac{2(1+\mu)}{E}\frac{\partial\tau xy}{\partial t} + \frac{1}{t_0}\left[\frac{3\alpha+1-2\mu}{E} + \frac{3\sqrt{3}\beta}{E^2}T - \frac{G}{T}\right]\tau_{xy}$$

- Từ công thức (2 - 59'), ta có:

$$\frac{de_x}{dt}=\frac{1+\mu}{E}\frac{\partial}{\partial t}\left(\sigma_x-\frac{3\mu}{1+\mu}\sigma\right)+\frac{1}{2t_o}\left[3^{\frac{m+1}{2}}A\frac{T^{m-1}}{E^m}-\frac{G}{T}\right](\sigma_x-\sigma)...(x,y,z) \tag{2- 60'}$$

$$\frac{d\gamma_{xy}}{dt}=\frac{2(1+\mu)}{E}\frac{\partial\tau_{xy}}{\partial t}+\frac{1}{t_o}\left[3^{\frac{m+1}{2}}A\frac{T^{m-1}}{E^m}-\frac{G}{T}\right]\tau_{xy}$$

Trong đó:

$$T=\frac{1}{\sqrt{6}}\sqrt{(\sigma_3-\sigma_1)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_1-\sigma_2)^2};$$

$$\sigma=\frac{\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3}{3};$$

$$G=\sqrt{\frac{2}{3}}\sqrt{(e_3-e_1)^2+(e_2-e_3)^2+(e_1-e_2)^2}.$$

Thí nghiệm nén đơn thuần ở điều kiện ứng suất nhất định thu được các giá trị biến dạng nén lún theo thời gian đối với mỗi giá trị ứng suất. Phương trình vi phân trong trường hợp này có thể xác định từ công thức (2 - 59). Với $\frac{d\sigma}{dt}=0$ thì:

$$\frac{de}{dt}=\frac{1}{t_o}\left[\alpha\frac{\sigma}{E}+\beta\left(\frac{\sigma}{E}\right)^2-e\right] \tag{2 - 61}$$

hoặc: $$\frac{de}{dt}+\frac{e}{t_o}=\frac{1}{t_o}\left[\alpha\frac{\sigma}{E}+\beta\left(\frac{\sigma}{E}\right)^2\right]$$

Nghiệm tổng quát của phương trình: $e_1=C\exp\left(-\frac{t}{t_o}\right)$

Nghiệm đặc biệt là $e_2=\alpha\frac{\sigma}{E}+\beta\left(\frac{\sigma}{E}\right)^2$

Như vậy suy ra nghiệm tổng quát của phương trình (2 - 61):

$$e=e_1+e_2=C\exp\left(-\frac{t}{t_o}\right)+\alpha\frac{\sigma}{E}+\beta\left(\frac{\sigma}{E}\right)^2 \tag{2 - 62}$$

Tại t = 0, xác định được hằng số C từ điều kiện $e=\frac{\sigma}{2}$ (biến dạng đàn hồi) và thay vào (2 - 62) được:

$$e = \left[(1-\alpha)\frac{\sigma}{E} - \beta\left(\frac{\sigma}{E}\right)^2\right]\exp\left(-\frac{t}{t_o}\right) + \alpha\frac{\sigma}{E} + \beta\left(\frac{\sigma}{E}\right)^2 \qquad (2 - 63)$$

Tại $t = \infty$: $e_\infty = \alpha\frac{\sigma}{E} + \beta\left(\frac{\sigma}{E}\right)^2$

Trong điều kiện thí nghiệm biến dạng này phù hợp với tổng lượng chảy nhớt của vật liệu. Khi biểu thị biến dạng đàn hồi tức thời là e_0 thì biểu thức (2 - 63) là:

$$e - e_\infty = (e_o - e_\infty)\exp\left(-\frac{t}{t_o}\right) \qquad (2 - 64)$$

hay biến đổi tiếp ta có: $\frac{t}{t_o} = \ln\frac{e_o - e_\infty}{e - e_\infty}$

Nếu biểu diễn nó trên hệ toạ độ bán logarit có trục tung là t là trục hoành là $\ln\frac{e_o - e_\infty}{e - e_\infty}$ thì chúng có quan hệ tuyến tính và cotg của góc tạo bởi đường thẳng và trục hoành là t_0. Trong thực tế các điểm xác định được nhờ kết quả thí nghiệm chưa bao giờ nằm đúng hoàn toàn trên một đường thẳng. Thành thử, nên tìm giá trị t_0 - với hệ số góc theo phương pháp bình phương nhỏ nhất và chọn đường thẳng đi qua điểm gốc toạ độ (0 ; 0).

Các giá trị của α và β được xác định bằng cách giải hệ phương trình:

$$\begin{cases} e_{\infty 1} = \alpha e_{01} + \beta e_{01}^2 \\ e_{\infty 2} = \alpha e_{02} + \beta e_{02}^2 \end{cases}$$

Cơ số 1, 2 biểu thị kết quả thí nghiệm nén ứng với cấp tải trọng thứ nhất và cấp tải trọng thứ hai. Thí nghiệm nhiều cấp tải trọng khác nhau, chọn từng cặp cấp tải trọng, từ hệ phương trình trên ta tìm được nhiều giá trị α và β bằng phương pháp bình phương nhỏ nhất. Để xác định các hằng số này cần tiến hành thí nghiệm với thời gian lơi ứng suất từ 3 - 4 ngày hoặc có khi kéo dài hàng tháng. Điểm cần quan tâm là phải xác định thật chính xác giá trị biến dạng đầu tiên và biến dạng sau chót. Bởi vì, sự chính xác của chúng có ảnh hưởng lớn đến giá trị của α và β. Tương tự như trên cũng xác định được A và m.

Kết quả nghiên cứu tính dẻo nhớt của đất sét và phương trình trạng thái của nó giống mô hình thứ nhất. Một số đất sét trong thực tế cũng có tính chất tương tự gần giống với đá.

Bảng 2- 9. Các giá trị a, b, A và m, t_0 của các đá khác nhau

Loại đá trầm tích	α	β	A	m	t_0 (ng.đêm)
Sét kết chảy nhớt cao (sét kết yếu)	1,5	600 - 800	10 - 15	1,2 - 1,3	30 - 40
Sét kết đặc chắc	1,3	200 - 300	5 - 10	1,1 - 1,2	5 - 10
Cát kết chứa bụi	1,2	100	-	-	3 - 5
Cát kết	1,1	20	1 - 1,2	1,0 - 1,05	2 - 3

$$\frac{de}{dt} = \frac{1}{E}\left(\frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{t_o}\right) \tag{2 - 65}$$

Đối với trạng thái ứng suất thể tích viết dưới dạng:

$$\begin{aligned} \frac{de_x}{dt} &= \frac{1+\gamma}{E}\frac{\partial}{\partial t}\left(\sigma_x - \frac{3\gamma}{1+\gamma}\sigma\right) + \frac{3}{2t_o}(\sigma_x - \sigma)...(x,y,z) \\ \frac{d\gamma_{xy}}{dt} &= \frac{2(1+\gamma)}{E}\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial t} + \frac{3}{t_o}\tau_{xy}...(x,y,z) \end{aligned} \tag{2 - 66}$$

Khi σ = const, từ công thức (2 - 65) ta có:

$$e = e_o\left(1 + \frac{t}{t_o}\right)$$

Khi $t = t_0$ thì $e = 2e_0$. Như vậy, biến dạng của mẫu sau thời gian ứng với t_0 tăng gấp 2 lần biến dạng ban đầu.

§9. PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐÁ

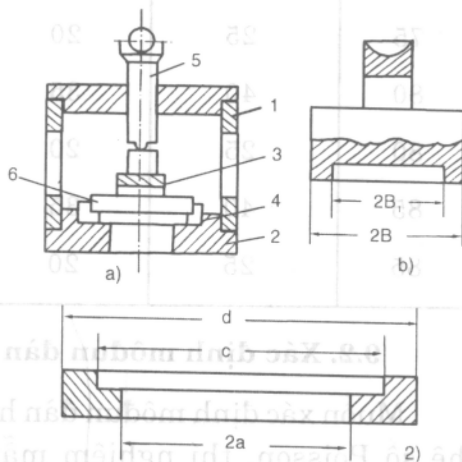
Các dụng cụ thí nghiệm xác định cường độ của đá ở điều kiện công trình ngầm có các tính năng đặc thù riêng. Đặc biệt hiện nay, sự nghiên cứu thí nghiệm về tính đàn hồi để tìm hiểu sự biến dạng theo thời gian của đá trong đường hầm được tiến hành khá phổ biến. Phương pháp nghiên cứu các đặc trưng cường độ của đá ở trạng thái ứng suất tác dụng một trục hay nhiều trục đã khá hoàn hảo, nhiều thí nghiệm hiện trường nhằm đối chứng và chính xác hoá các đặc trưng tính chất của đá thu thập được ở phòng thí nghiệm. Nhờ vậy, đã làm sáng tỏ tính chất của đá trong điều kiện lí tưởng, tạo thuận lợi cho việc nghiên cứu đúng trong công tác khai thác mỏ.

9.1. Xác định cường độ chống kéo, chống nén một trục

Thí nghiệm nén một trục là một trong những phương pháp phổ biến nhất trong nghiên cứu đá. Nó xác định hệ số cường độ của đá hoặc giới hạn cường độ chống nén của đá. Khi thí nghiệm thường dùng mẫu đá hình lập phương hoặc hình cầu, kích thước của mẫu thường là 50mm ~ 70mm. Thường dùng ngay các lõi khoan để làm thành các mẫu thí nghiệm. Phải chọn lựa sao cho các mẫu đá còn nguyên dạng, không làm tổn thương đến cấu tạo và tính chất của đá khi gia công mẫu.

Khi thí nghiệm gia tải nén nhờ pitton có áp lực 100 ÷ 200 tấn, các cấp tải trọng tăng dần và mỗi cấp tăng thêm khoảng 5 ÷ 10 kg/cm^2 tuỳ theo độ rắn chắc của mẫu đá.

Để có trị trung bình cường độ chống nén ít nhất phải thí nghiệm 10 mẫu trở lên. Thí nghiệm kéo 1 trục có khó khăn về mặt kĩ thuật, chế tạo mẫu. Tuy nhiên, có thể làm thí nghiệm khá đơn giản khi dùng dụng cụ được mô tả ở hình 2-25.



Hình 2-25. Sơ đồ dụng cụ thí nghiệm xác định cường độ chống kéo của đá.

Sơ đồ dụng cụ:

1 - Ống trụ kim loại; 2- Đế;
3 - Vòng đệm trên;
4 - Vòng xuyến đỡ mẫu;
5 - Trục truyền lực;
6 - Mẫu đá thí nghiệm

Mẫu thí nghiệm được làm từ đá lấy ở lõi khoan tạo ra các tấm tròn có đường kính: 70, 75, 80, 85 và 90mm và chiều cao của mẫu: $h \leq 0{,}1d - 0{,}5cm$.

Khi thí nghiệm, mẫu đá được đặt vào vòng xuyến đỡ mẫu (4), gia tải lên vòng đệm trên (3) cho tới khi mẫu bị phá hoại.

Giới hạn cường độ chống kéo xác định được nhờ tải trọng phá hoại và dùng công thức:

$$R_K = KP_o \qquad (2 - 67)$$

Trong đó:

K - hệ số phụ thuộc vào kích thước của mẫu và hệ số Poisson (bảng 2-10)

$$P_o = \frac{P}{h^2}$$

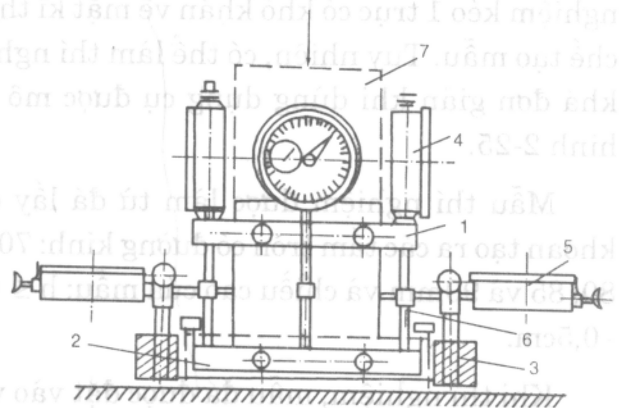
Tải trọng tác dụng vào trục ở điều kiện tấm mẫu tròn có chiều dày h = 1

Bảng 2-10. Hệ số chuyển đổi K theo hệ số Poisson

Kích thước hình học của tấm đệm trên và vòng đỡ mẫu (hình 2-25)			Giá trị của hệ số K theo hệ số Poisson			
a	B	B_1	0,1	0,2	0,3	0,4
65	25	20	0,74	0,77	0,80	0,83
70	25	20	0,80	0,83	0,86	0,89
75	25	20	0,54	0,87	0,90	0,93
80	40	35	0,58	0,59	0,60	0,61
80	25	20	0,87	0,90	0,93	0,96
85	40	35	0,60	0,60	0,62	0,63
85	25	20	0,91	0,94	0,97	1,00

9.2. Xác định môđun đàn hồi

Muốn xác định môđun đàn hồi và hệ số Poisson, thí nghiệm mẫu đá hình cầu như khi xác định giới hạn cường độ kháng nén. Khi gia tải nén, biến dạng dọc trục và ngang trục được đo bằng máy đo cảm biến điện hoặc cảm biến quang học được gắn với các cạnh dọc và ngang của mẫu ở vị trí đối xứng (hình 2-26). Tính giá trị môđun đàn hồi nhờ trị số biến dạng tìm được thể hiện trên các đồng hồ đo biến dạng (8 chiếc) có độ chính xác đến 0,002mm. Phía trên lắp 4 đồng hồ đo biến dạng thẳng đứng dọc trục có giá đỡ và vít cố định. Bốn đồng hồ đo biến dạng còn lại được gắn ở phía dưới để đo biến dạng ngang của mẫu. Trục truyền áp lực có đường kính bằng đường kính của mẫu đá. Tiến hành gia tải lên mẫu theo từng cấp và ghi lại các số đọc trên các đồng hồ đo biến dạng theo quy định. Dựa vào giá trị biến dạng ghi nhận được và biểu đồ quan hệ giữa biến dạng và tải trọng xác định được môđun biến dạng theo biểu thức:



Hình 2-26. Sơ đồ thí nghiệm xác định môđun đàn hồi.

1- Đai trên; 2- Đai dưới; 3- Đế máy; 4 và 5- Đồng hồ đo biến dạng; 6- Trục đồng hồ; 7- Trụ truyền tải.

$$E = \frac{4(P_n - P_1)l}{F\sum_{1}^{4}\Delta l};\ \text{kG/cm}^2 \qquad (2 - 68)$$

$$\mu = \frac{2\sum_{1}^{2}\Delta d}{\sum_{1}^{4}\Delta l}\frac{l}{d};\qquad (2-69)$$

Trong đó:

P_n - cấp tải cuối cùng (60 ÷70% tải phá hoại), kG;

d - đường kính ban đầu của mẫu, cm;

Δd - biến dạng ngang của mẫu, cm;

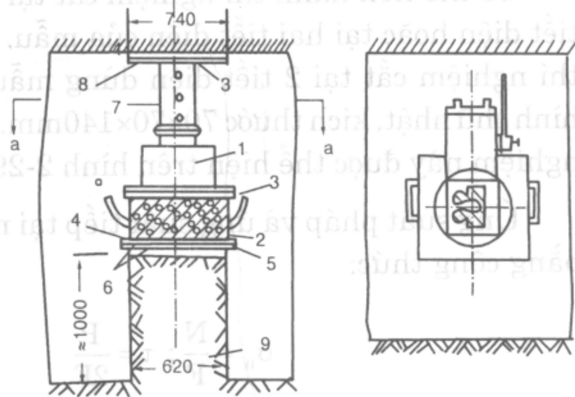
P_1 - cấp tải đầu tiên (15 ÷ 20% tải phá hoại), kG;

l - chiều cao ban đầu của mẫu, cm;

Δ*l* - biến dạng thẳng đứng của mẫu; cm;

F - tiết diện ngang của mẫu, cm^2.

Khi tính toán lấy giá trị trung bình của 4 đồng hồ đo biến dạng dọc trục. Biến dạng nganh lấy 2 giá trị trung bình (theo 2 phương) của 2 cặp đồng hồ đo biến dạng ngang đặt đối xứng nhau. Sai số cho phép không vượt quá 10%. Chọn phương pháp xác định môđun đàn hồi của đá khi chịu nén trong điều kiện tự nhiên kết hợp với thí nghiệm trong phòng. Một trong những phương pháp thí nghiệm hiện trường được mô tả trên hình 2-27.

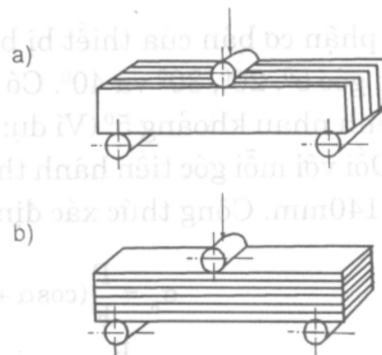


***Hình 2-27.** Thí nghiệm nén trụ đá tại hiện trường.*

1- Kích; 2- Tấm BTCT; 3- Tấm thép dày 8mm; 4- Gỗ đệm; 5- Tấm đồng; 6- 2 lớp cát; 7- Đệm đầu kích; 8- Tấm BT; 9- Trụ đá lưu.

9.3. Thí nghiệm xác định sức chống uốn

Thí nghiệm này có ý nghĩa rất quan trọng khi xác định đặc trưng cơ học của đá. Do đá ở trong đường hầm có nhiều trường hợp chịu tác dụng lực uốn. Thí nghiệm xác định khả năng chống uốn có sơ đồ như trên hình 2-28. Trục gia tải và 2 gối đỡ hình tròn có đường kính d = 30 ÷ 50mm. Hai gối đỡ cách nhau từ 150 ÷ 250mm. Tiết diện ngang của mẫu đá thí nghiệm 50×20mm. Tiến hành thí nghiệm khả năng chống uốn theo phương song song và theo phương vuông góc với mặt phân lớp của đá.



***Hình 2-28.** Sơ đồ thí nghiệm uốn mẫu, gia tải: a) song song, b) vuông góc với mặt lớp*

Giới hạn cường độ chống uốn được xác định theo công thức:

$$R_u = \frac{M_u}{|W_u|} - 0,266\frac{P_{max}}{F} \qquad (2-70)$$

Trong đó:

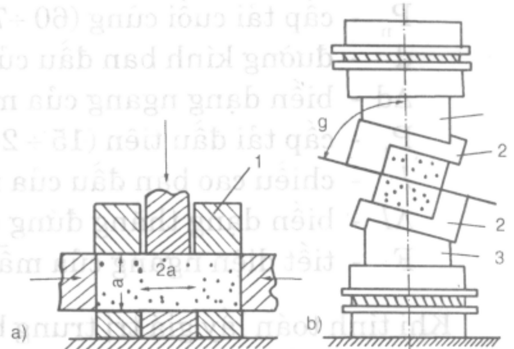
M_u - mô men chống uốn lớn nhất;

W_u - mô men quán tính của tiết diện;

P_{max} - tải trọng phá hoại khi uốn;

F - tiết diện ngang của mẫu.

9.4. Xác định sức chống cắt tức thời



Hình 2-29. *Sơ đồ thí nghiệm cắt*
a) Cắt 2 mặt, b) Cắt 1 mặt:
1- Kẹp gia tải, 2- Ngàm chữ Z, 3- Trục nêm

Có thể tiến hành thí nghiệm cắt tại một tiết diện hoặc tại hai tiết diện của mẫu. Khi thí nghiệm cắt tại 2 tiết diện dùng mẫu đá hình chữ nhật, kích thước 70×70×140mm. Thí nghiệm này được thể hiện trên hình 2-29a.

Ứng suất pháp và ứng suất tiếp tại mặt cắt theo kết quả thí nghiệm được tính bằng công thức:

$$\sigma_n = \frac{N}{F};\ \tau = \frac{P}{2F}$$

Trong đó:

N - tải trọng thẳng đứng;

P - lực cắt ngang.

Khi thí nghiệm xác định sức chống cắt tại một tiết diện, mô hình thí nghiệm thể hiện trên hình 2-29b.

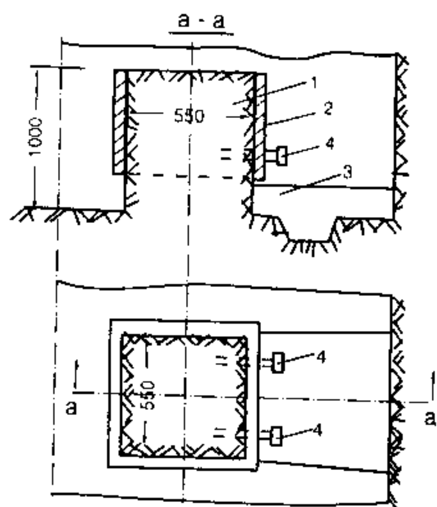
Bộ phận cơ bản của thiết bị bao gồm hai tấm hình chữ Z được đặt vào cặp mỏ nhọn có góc 5^0, 20^0, 30^0 và 40^0. Có thể thí nghiệm đối với các mẫu có góc từ 20^0 đến 70^0, chênh nhau khoảng 5^0 (Ví dụ: thí nghiệm các mẫu có góc 30^0; 45^0 hoặc 60^0 cũng được). Đối với mỗi góc tiến hành thí nghiệm 03 mẫu. Mẫu thí nghiệm có kích thước: 70×70×140mm. Công thức xác định ứng suất pháp và ứng suất tiếp tại mặt trượt:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_n &= \frac{P}{F}(\cos\alpha + f\sin\alpha) \\ \tau &= \frac{P}{F}(\sin\alpha - f\cos\alpha) \end{aligned}\right\} \qquad (2-71)$$

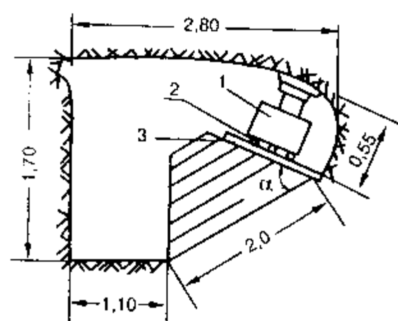
Trong đó: f - hệ số ma sát bề mặt lấy f = 0,15.

Lấy giá trị trung bình của σ_n và τ của các mẫu có góc nghiêng α bằng nhau. Dùng các giá trị này để lập biểu đồ và đường bao của ứng suất chính. Các thí nghiệm dùng thiết bị tạo ra 2 mặt trượt có vai trò bổ sung cho thí nghiệm cắt được tiến hành bằng dụng cụ cắt một mặt có góc α thay đổi. Đặc biệt khi thí nghiệm mẫu bằng dụng cụ cắt một mặt trượt có góc $\alpha < 30^0$ thường phải dùng ứng suất pháp σ_n rất lớn và có thể phát sinh khe nứt cho mẫu trước khi tạo ra mặt trượt. Do đó, nếu mẫu có σ_n nhỏ thì dùng thiết bị cắt 1 mặt trượt, lớn thì dùng thiết bị cắt tạo ra 2 mặt trượt. Như vậy, hai kiểu thiết bị này bổ sung cho nhau khi lập đường cong bao ứng suất chính.

Ngoài phương pháp thí nghiệm trong phòng còn có thể tiến hành thí nghiệm cắt trực tiếp trong hố đào (hình 2-30), có kích thước trụ đá: 55×55×100cm, được giữ lại ở đáy hố. Khi thí nghiệm dùng kích thuỷ lực đẩy theo phương ngang được tăng dần theo từng cấp. Hoặc thí nghiệm cắt theo mặt nghiêng với góc α thể hiện trên hình 2-31.



Hình 2-30. Sơ đồ thí nghiệm cắt trụ đá
1- Mẫu đá; 2- Lớp BTCT; 3- Bêtông đỡ;
4- Giá đỡ đồng hồ đo



Hình 2-31. Thí nghiệm cắt tại đáy hầm
1- Kích thuỷ lực, 2- Con lăn thép,
3. Tấm thép đệm

9.5. Thí nghiệm xác định khả năng chống nén một trục của đá

Mục đích của phương pháp này là tạo ra trạng thái ứng suất 3 trục phản ánh đặc trưng trạng thái bên trong khối đá khi gia tải lên mẫu đá dạng tấm tròn được đặt giữa trục thép tác dụng thẳng đứng (hình 2-32a).

Mẫu đá hình tấm tròn có đường kính 30 - 120mm, độ dày bằng đường kính trục nén (8 - 11mm). Dụng cụ được dùng để xác định cường độ chống nén, chống kéo, môđun đàn hồi, hệ số Poission và ứng suất phá hoại chính khi nén thể tích. Thiết bị thí nghiệm dùng kích thuỷ lực gia tải lên mẫu với áp lực đạt khoảng 5

tấn. Trục được làm bằng thép cường độ cao. Tiết diện của trục có các cỡ: 0,25; 0,50; 1,0 và 2,0cm². Mẫu được đặt ở giữa hai đầu trục. Dùng hệ thống trục vitme để đẩy pitton tăng áp lực lên mẫu, tải trọng tác dụng tăng đều lên mẫu cho tới khi mẫu bị phá hoại. Ghi lại tải trọng phá hoại mẫu. Xác định cường độ chống nén bằng cách chia giá trị áp lực nén cho diện tích biểu kiến (chuyển đổi) của mẫu được thể hiện trên biểu đồ (hình 2-32b). Mỗi loại đá ít nhất thí nghiệm 2 mẫu. Môđun đàn hồi xác định theo công thức:

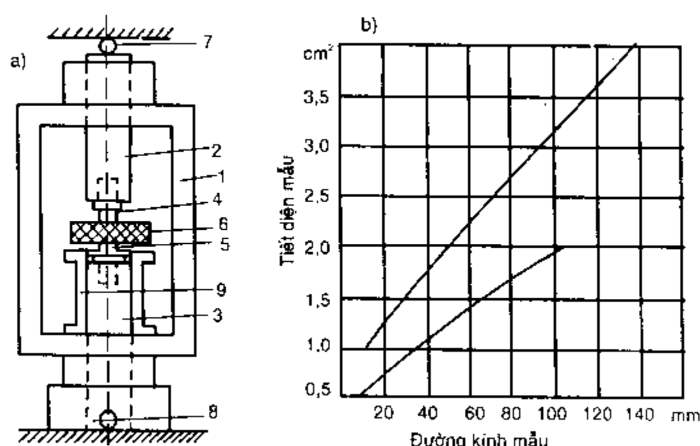
$$E = \frac{P}{\varepsilon_p S_{bK}};\ kG/cm^2 \quad (2\text{-}72)$$

Trong đó:

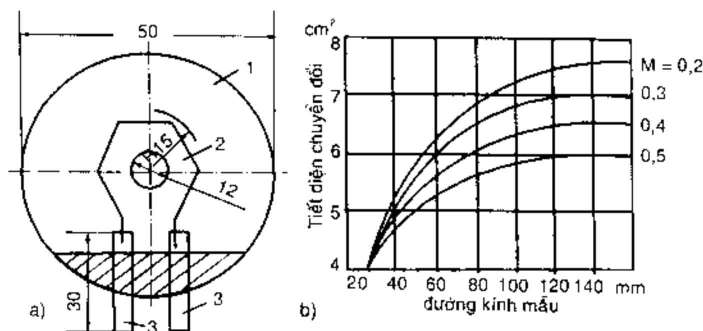
P - tải trọng phá hoại, kG;

e_p - biến dạng tương đối xác định theo đường bao;

S_{bK} - diện tích tiết diện biểu kiến (hình 2-33).



Hình 2-32. *a) Sơ đồ nén một trục*
b) Biểu đồ xác định tiết diện chuyển đổi của mẫu.
1- Khung thép; 2, 3- Trục đỡ; 4, 5- Trục gia tải; 6- Mẫu đá; 7, 8- viên bi; 9- Trụ đỡ rỗng, tiết diện gia tải: A) - F = 0,5 cm² và B) - F = 1,0 cm²



Hình 2-33. *a) Cái cảm biến; b) Biểu đồ tìm tiết diện chuyển đổi.*
1 - Giấy; 2- Đĩa trở kháng; 3 - Cực ra.

9.6. Xác định cường độ của mẫu không quy cách

Có thể tiến hành thí nghiệm một cách dễ dàng và nhanh chóng đối với mẫu có kích thước bất kỳ. Đó là các mẫu đá khối lấy được khi đào hầm hoặc lỗ khoan và chọn sao cho kích thước 3 chiều không hơn kém nhau quá 1,5 lần, có thể tích 100cm³. Tiến hành xác định khối lượng và dung trọng của mẫu với độ chính xác 2% trong một tổ mẫu. Mỗi tổ mẫu có từ 15 đến 25 mẫu, thí nghiệm xong lấy giá trị trung bình.Tiến hành gia tải theo phương có chiều dài lớn nhất của mẫu, tốc độ gia tải theo mức độ 5 ~ 15mm/ph. Lực ép vỡ theo phương vuông góc với mặt thớ đá. Cường độ của mẫu không quy cách tính theo công thức:

$$R_n' = P\left(\frac{\gamma_w}{g}\right)^{0,67} \qquad (2\text{-}73)$$

Trong đó:

R'_n - độ bền nén tức thời mẫu phi chuẩn, KG/cm^2.

P - lực ép vỡ, KG.

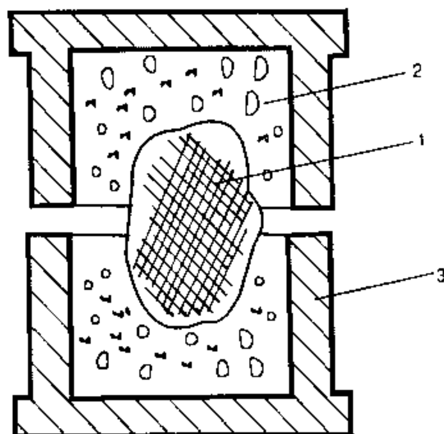
g_w - dung trọng của đá, g/cm^3.

g - khối lượng của mẫu, g.

Thông thường độ bền nén tức thời của mẫu phi chuẩn so với mẫu quy chuẩn (R_{tt}) của các loại đá là:

$$R'_n = 0{,}19R_n \qquad (2 - 74)$$

Hệ số độ bền nén: $f_C = 0{,}0435R'_n$ (2 - 74')



Hình 2-34. *Thí nghiệm mẫu phi chuẩn*

1- Mẫu đá phi tiêu chuẩn; 2- Bêtông bọc; 3- Khung.

Khi thí nghiệm xác định độ bền chống cắt hoặc chống kéo mẫu phi chuẩn thì tiến hành theo sơ đồ được thể hiện trên hình 2 - 34

Bảng 2-11. Hệ số độ bền chống nén của một số loại đá f_c (kG/cm^2)

Tên khoáng vật, đá	f_c	Tên khoáng vật, đá	f_c	Tên khoáng vật, đá	f_c
Canxit	2	Đôlômit	8 - 10	Granit	6
Quắczit chứa biotit	4	Fensit	8 - 9	Granit - Gơnai	5 - 12
Phiến mica	6 - 8	Sét kết	10	Đá phiến thạch anh	7
Đá vôi	6 - 8	Điorit	13	Poocphirit	12
Điaba	7	Pecmatít	5	Thạch anh mạch	14

Độ bền chống nén, chống kéo và chống uốn của đá còn phụ thuộc vào phương tác dụng của lực so với mặt phân phiến (thớ đá), xem bảng 2-12.

Bảng 2 -12. Giá trị giới hạn độ bền (kG/cm^2) của một số đá

Độ bền, Phương tác dụng của lực / Tên đá	$R_{kéo}$	R_n (nén)		R_u (uốn)	
	//	⊥	//	⊥	//
Đá phiến sét	38	517	367	108	185
Cát kết nứt nẻ	23	789	518	81	116
Cát kết	63	1320	841	103	187
Đá vôi	24	1250	1510	64	54

Bảng 2 - 13. Môđun đàn hồi E và hệ số Poisson μ của đá

Chỉ số / Lực tác dụng / Tên đá	$E\times10^{-5}$ (kG/cm²)					μ			
	Kéo	nén		Uốn		Kéo		Uốn	
	//	⊥	//	⊥	//	⊥	//	⊥	//
Đá phiến sét	4,0	1,54	3,16	1,2	1,60	0,26	0,30	0,22	0,22
Cát kết nứt nẻ	1,3	2,42	3,63	1,24	1,41	-	-	0,16	0,25
Cát kết	3,9	3,98	3,47	1,37	1,61	0,17	0,12	0,13	0,13
Đá vôi	2,6	7,25	6,36	1,35	1,68	0,27	-	0,30	0,28

9.7. Xác định lực đàn hồi của đá

Khi giảm tải tác dụng lên lớp vỏ gia cường đường hầm, các lớp đá sẽ phát sinh phản lực chống lại quá trình biến dạng do lơi ứng suất lên vỏ gây ra. Đây là áp lực đàn hồi bị động tác dụng lên lớp vỏ gia cường và ảnh hưởng đến kết cấu của công trình.

Độ lớn và sự phân bố của áp lực bị động phụ thuộc vào biến dạng đàn hồi cục bộ và biến dạng đàn hồi tổng quát. Theo lí thuyết biến dạng đàn hồi cục bộ khi lực P tác dụng vào một điểm nào đó của địa tầng nó sẽ gây ra độ biến dạng δ. Quan hệ giữa áp lực P và độ biến dạng δ như sau:

$$P = K\delta$$

Trong đó:

K - Hệ số tỷ lệ hay hệ số phản lực đàn hồi.

Hệ số K ứng với giá trị tải trọng tác dụng lên tiết diện 1cm² và gây ra biến dạng lún là 1cm theo phương lực tác dụng. Hệ số K của một số loại đá được nêu ở bảng 2-14. Thực tế cho thấy, giá trị của hệ số K tuỳ thuộc vào tính chất cơ lý, điều kiện thế nằm của đá, kích thước mặt cắt ngang đường hầm; độ lớn và diện tác dụng của tải trọng.

Bảng 2 - 14. Hệ số K của đá tiêu biểu

Loại đá	K (kG/cm³)	Loại đá	K (kG/cm³)
Cát thông thường	0,8 - 1,6	Cát kết	80 - 250
Sét	4,0	Gơnai	350 - 500
Dăm (cuội) kết	10 - 50	Granit	500 - 800
Tuff	12 - 30	Poocphia thạch anh	600 - 800
Sét kết	20 - 60	Bazan	600 - 1500
Đá vôi chặt sít	40 - 65	Sienit	650 - 900
Đá đôlônit	50 - 75	Octosit	650 - 900
Phiến sét	50 - 80	Điaba	800 - 1200

Cường độ của đá càng cao và lực tác dụng vuông góc với thớ đá thì hệ số K càng lớn và tỷ lệ nghịch với độ lớn của tiết diện ngang của đường hầm. Như vậy thì khi xác định phản lực đàn hồi theo lí thuyết biến dạng đàn hồi cục bộ, giả thuyết tỷ lệ tuyến tính, trong tính toán thực tế cần đưa vào hệ số phản lực đàn hồi cục bộ K. Nếu gọi bán kính đường hầm là R, trong tính toán lấy hệ số phản lực đàn hồi K như sau:

$$K = \frac{K_0}{R} \tag{2 - 75}$$

Trong đó:

K - hệ số phản lực đàn hồi tính tại tiết diện ngang hầm bán kính R, kG/cm^3;

R - bán kính tiết diện ngang hầm, m;

K_0 - hệ số phản lực đàn hồi cục bộ của đá khi bán kính đường hầm $R_0 = 1m$.

Có thể biểu thị gần đúng quan hệ giữa hệ số phản lực đàn hồi và diện tích chịu tải trọng tác dụng như sau:

$$K_1 = K\sqrt{\frac{F}{F_1}} \tag{2 - 76}$$

Trong đó:

K_1 - hệ số phản lực đàn hồi tại đáy vách;

F - diện tích vùng vách hầm phát sinh phản lực đàn hồi;

F_1 - diện tích đáy vách hầm.

Như vậy, từ công thức (2 - 75) và công thức (2 - 76), dễ dàng xác định được K_1. Nhiều tài liệu cho thấy, khi diện tích phân bố tải trọng lớn hơn $10m^2$ thì giá trị của hệ số này có thể xem là không đổi. Cho nên, có thể tìm được giá trị K_1 phát sinh do lực tác dụng lên diện tích F_1 và biết giá trị của F và K nhờ công thức (2 - 76) khi $F_1 \leq 10m^2$. Thành thử, việc xác định giá trị của hệ số phản lực đàn hồi là không dễ dàng. Tuy nhiên, có nhiều trường hợp trong thực tế tính toán vỏ công trình ngầm vẫn cần thiết sử dụng giả thuyết biến dạng tuyến tính, xét về khía cạnh thực tế nó là công cụ hữu hiệu.

Trong lí thuyết biến dạng đàn hồi tổng quát khắc phục được thiếu sót của lí thuyết biến dạng đàn hồi cục bộ (xem biến dạng lún của địa tầng chỉ xảy ra ở điểm địa tầng nhận sự tác dụng của tải trọng và coi đặc trưng của địa tầng thể

hiện bằng trị số nhất định nào đó của K) nhờ xét đến quan hệ giữa biến dạng và phản lực của địa tầng bằng lí thuyết thể bán không gian biến dạng tuyến tính. Địa tầng được xem là thể đàn hồi mang tính đồng nhất và đẳng hướng, có hệ số Poisson μ_0 và môđun đàn hồi E_0. Phương pháp tính toán công trình ngầm theo lí thuyết này có giá trị lí luận lớn nhưng trong thực tế bị hạn chế nhất định bởi lẽ, quá trình tính toán phức tạp và chưa giải thích chặt chẽ được môđun đàn hồi E_0 và hệ số Poisson là những đặc trưng của địa tầng.

Bảng 2-15. Giá trị hệ số K_0 theo tải trọng thí nghiệm

Loại đá	R_0 (kG/cm^3)	Tải thí nghiệm kG/cm^2
Đá rắn chắc (đá cứng)	60 - 100	1 - 3
Tuff Andesit nứt nẻ mạnh	120	-
Đá macma tươi mới	40	1,0
Cát kết, phiến sét yếu	150	2,7
Phiến mica cứng và granit	200	5,3
Cát kết, đá phiến	220	2,7
Đá vôi chứa sét	350	10
Tuff Andesit	400 - 450	-
Quăczit nứt nẻ	500	20
Gơnai chứa biotit	2200	10,8
Đá vôi rắn chắc	2800	10
Quăczit và quăczit dạng phiến	3800	7
Quăczit đặc sít	6000	20

Chương III

ÁP LỰC ĐẤT ĐÁ TÁC DỤNG LÊN CÔNG TRÌNH NGẦM

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

Tổ hợp tải trọng dùng để tính toán lớp vỏ (hoặc kết cấu chống đỡ) của công trình ngầm: Tổ hợp tải trọng chính, tổ hợp tải trọng phụ và tổ hợp tải trọng đặc biệt.

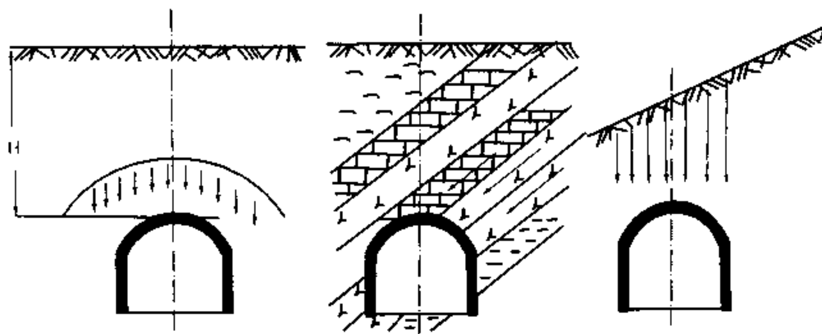
Tổ hợp tải trọng chính bao gồm: áp lực đất, tải trọng vỏ hầm, áp lực nước ngầm, áp lực nước trong ống (hầm dẫn nước), tải trọng các cấu kiện công trình trên mặt đất và tải trọng các thiết bị trong đường hầm,...

Tổ hợp tải trọng phụ: áp lực khi phụt vữa bêtông vào phía sau vỏ hầm, sự dãn nở do nhiệt, lực lệch tâm khi đào phá hoặc lấp các khối lớn (loại hầm xây dựng theo phương pháp đào lộ thiên), vật liệu để tạm trên mặt đất khi thi công,...

Tổ hợp tải trọng đặc biệt: Tải trọng do động đất hoặc do vỏ hầm bị sụt lở cục bộ, áp lực của nước trong hầm dẫn nước có áp lực lớn,...

Khi tính toán thiết kế lớp vỏ hầm cần xem xét đầy đủ tất cả các trạng thái có thể có và chọn tổ hợp tải trọng bất lợi nhất. Áp lực đất đá là tải trọng quan trọng nhất trong các tải trọng tác dụng lên vỏ hầm. Khi đào hầm, trong các lớp đất đá ở xung quanh đường hầm có sự phân bố lại ứng suất. Do đó, đất đá quanh đường hầm có ổn định hoặc không an toàn là bởi áp lực đất đá tác dụng vào vật liệu gia cường đường hầm. Áp lực đất đá tác dụng lên lớp vỏ hầm gọi là *địa áp*. Vì vậy, việc khảo sát và xác định đúng phương và độ lớn của địa áp là công việc quan trọng không chỉ trong tính toán thiết kế mà còn cả trong thi công và sử dụng công trình ngầm. Hiện nay công tác tính toán áp lực đất vẫn chưa hoàn thiện do địa áp chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố phức tạp: Đặc điểm tính chất cơ lí của đất đá, độ sâu công trình ngầm, thế nằm của vỉ đá, hình dáng và kích thước tiết diện đường hầm, đặc điểm cấu tạo của lớp vỏ hầm và hệ thống chống đỡ, phương pháp thi công hầm và thời gian thi công lớp vỏ hầm, ảnh hưởng của các công trình lân cận,...

Địa áp tác dụng vào đường hầm bao gồm: áp lực thẳng đứng, áp lực ngang, áp lực ngược (áp lực từ đáy hầm lên); Theo trạng thái phân bố có: Địa áp đối xứng, địa áp lệch. Để đơn giản trong tính toán thiết kế thường quy về dạng địa áp đối xứng. Tuy nhiên, trong thực tế do điều kiện cấu tạo địa chất phức tạp, các vỉa đá nằm nghiêng hoặc có cấu tạo đứt gẫy, cấu tạo uốn nếp,... thì buộc phải chọn dạng địa áp phân bố không đối xứng (hình 3-1).



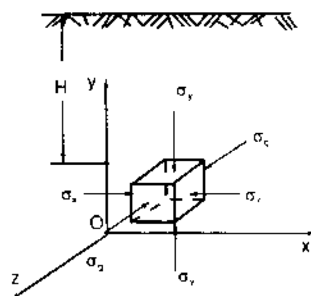
Hình 3-1. *Một số trạng thái phân bố của địa áp*

Các phương pháp nghiên cứu địa áp: Phương pháp nghiên cứu lí thuyết, phương pháp nghiên cứu trong phòng thí nghiệm và phương pháp nghiên cứu ở điều kiện thực địa. Phương pháp nghiên cứu lí thuyết chủ yếu dựa vào lí thuyết đàn hồi, xem địa tầng là môi trường đàn hồi đẳng hướng, để khảo sát trạng thái phân bố ứng suất ở xung quanh tiết diện đường hầm. Phương pháp nghiên cứu trong phòng thí nghiệm vẫn chưa giải thích thoả đáng hiện tượng địa áp trong thực tế. Vì vậy, đòi hỏi phải nghiên cứu, quan trắc hiện tượng địa áp trực tiếp tại hiện trường. Đối với công trình ngầm quan trọng và phức tạp cần kết hợp cả ba phương pháp để có phương án thiết kế và thi công an toàn, hợp lí và kinh tế nhất.

§2. TRẠNG THÁI PHÂN BỐ ỨNG SUẤT CỦA ĐẤT ĐÁ

2.1. Trạng thái phân bố ứng suất của đất đá trong tự nhiên

Trong §3 chương II đã đề cập tới quan hệ giữa ứng suất và thành phần biến dạng của đất đá, sau đây chỉ nêu các nét chính về mối quan hệ này. Khi thi công và sử dụng công trình ngầm cần hiểu rõ trạng thái ứng suất phát sinh trong đường hầm. Ta khảo sát trạng thái ứng suất của khối đá hình lập phương nhỏ ở độ sâu H (hình 3-2). Khối lập phương chịu lực nén 3 trục ở trạng thái cân bằng.



Hình 3-2. *Trạng thái ứng suất trong địa tầng tự nhiên*

Ứng suất lớn nhất σ_y tác dụng thẳng đứng bằng tổng trọng lượng đất đá nằm bên trên:

$$\sigma_y = \gamma.H = \sum_1^n \gamma_i h_i \quad (3\text{-}1)$$

Trong đó:

γ , H - dung trọng, độ dày các lớp đất ở trên;

γ_i , h_i - dung trọng, độ dày của lớp đất thứ i.

Để cân bằng với áp lực thẳng đứng, theo trục x và trục z, phát sinh ứng suất σ_x và σ_z có cùng độ lớn. Nhưng, thể lập phương ở trạng thái cân bằng nên không sinh ra biến dạng ngang. Nghĩa là:

$$\varepsilon_z = \varepsilon_x = \frac{\sigma_y}{E}\mu + \frac{\sigma_z}{E}\mu - \frac{\sigma_x}{E} = 0 \quad \varepsilon_x = \varepsilon_z = 0$$

Do đó: $$\sigma_x = \sigma_z = \frac{\mu}{1-\mu}\ ;\ \sigma_y = \gamma.H\frac{\mu}{1-\mu} = \frac{\mu}{1-\mu}\sum_1^n \gamma_i h_i \quad (3\text{-}1a)$$

Trong đó:

$\frac{\mu}{1-\mu}$ - hệ số áp lực ngang của đá.

Đối với đất phân tán ta có:

$$\sigma_x = \sigma_2 = \gamma.Htg^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3\text{-}1b)$$

Trong đó:

φ - Góc ma sát trong của đất.

Tại độ sâu H nào đó, đá chuyển từ biến dạng đàn hồi sang biến dạng dẻo – nhớt và ứng suất theo 3 trục đều bằng nhau.

2.2. Trạng thái phân bố ứng suất trong đất đá xung quanh hầm

Khi đào hầm, trạng thái cân bằng của đất đá xung quanh hầm bị phá vỡ, phát sinh hiện tượng tập trung ứng suất do sự phân bố lại tải trọng trong đất đá. Bằng phương pháp thí nghiệm mô hình hoặc theo lí thuyết ta xác định được đường cong phân bố ứng suất thể hiện trạng thái ứng suất trong đất. Độ lớn của ứng suất phát sinh trong đất xung quanh hầm bằng tổng ứng suất tương ứng của địa tầng tự nhiên và hệ số gia tăng so với ứng suất ban đầu:

$$\sigma_i^o = K_i \sigma_i \quad (3\text{-}2)$$

Trong đó:

σ_i^o - ứng suất tại điểm i trong đất xung quanh hầm, kG/cm²

K_i - Hệ số ứng suất tập trung tại điểm i

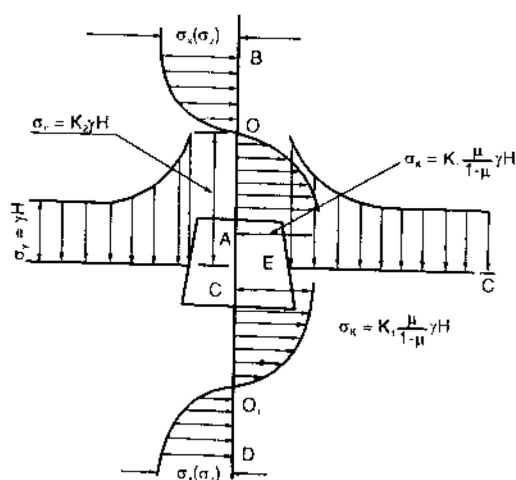
σ_i - ứng suất của đất tự nhiên tại điểm i, KG/cm².

Bảng 3-1. Giá trị của hệ số tập trung ứng suất K_i

Vị trí	Ứng suất chính	Tiết diện hình tròn	Tỷ số giữa chiều rộng và chiều cao					
			Hình chữ nhật					Ôvan
			5 : 1	3 : 1	1 : 1	1 : 3	1 : 5	1 : 3
Điểm giữa vòm và đáy hầm	σ_{max}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	σ_{min}	-0,25	-0,16	-0,23	-0,44	-0,64	-0,67	-0,42
Điểm giữa vách hầm	σ_{max}	2,75	0,96	1,00	1,30	2,00	2,23	3,75
	σ_{min}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Hệ số K_i phụ thuộc chủ yếu vào hình dạng, độ lớn tiết diện ngang hầm và vị trí đang xét (bảng 3-1).

Trong bảng 3-1 cho thấy, ở trần và đáy hầm có hiện tượng tập trung ứng suất kéo, ở vách hầm xảy ra hiện tượng tập trung ứng suất nén. Càng xa đường hầm các loại ứng suất này chuyển dẫn về trạng thái ứng suất tự nhiên của đất. Ứng suất và biến dạng này có vượt quá giới hạn hay không sẽ quyết định trạng thái an toàn của đường hầm. Dựa vào công thức (3-3) có thể kết luận về độ an toàn của hầm có tiết diện hình chữ nhật.



Hình 3-3. Sơ đồ phân bố ứng suất quanh hầm

$$\left.\begin{aligned} \sigma_K &= K_1\sigma_x = K_1\frac{\mu}{1-\mu}\gamma H < \sigma_K^{II} \\ \sigma_x &= K_2\sigma_y = K_2\gamma H < \sigma_n^{II} \end{aligned}\right\} \qquad (3\text{-}3)$$

Trong đó:

K – ứng suất kéo sinh ra ở trần hầm;

σ_n – ứng suất nén sinh ra ở vách hầm;

K_1 – hệ số tập trung ứng suất ở trần hầm;

K_2 – hệ số tập trung ứng suất ở vách hầm;

σ_K^{II} - cường độ giới hạn kéo của địa tầng theo 2 trục;

σ_n^{II} - cường độ giới hạn nén của địa tầng theo 2 trục;

γ - dung trọng trung bình của đất đá;

H - độ sâu đào hầm.

Trong công thức (3-3) giá trị của $\sigma_K^{"}$ trong vách hầm phải chọn nhỏ hơn giá trị khi thí nghiệm. Bởi vì, kết quả thí nghiệm chỉ đối với một lớp đá và diễn ra trong thời gian ngắn. Thực tế hầm lại tồn tại lâu dài trong điều kiện tự nhiên (đá có tính phân tầng và quy mô lớn). Thành thử, số liệu thu thập được phải hiệu chỉnh như sau:

$$K_2\sigma_y = K_2\gamma H < \xi\eta\sigma_n^{"} \quad (3\text{-}3a)$$

Trong đó:

ξ, η - hệ số theo điều kiện địa tầng.

Các hệ số này tuỳ thuộc phương pháp thi công hầm; độ dốc địa tầng; cấu tạo, độ ẩm, thành phần vật chất của địa tầng. Mỗi trường hợp đều phải xác định bằng thí nghiệm.Theo kinh nghiệm và kết quả nghiên cứu có thể lấy giá trị gần đúng:

- Đá nứt nẻ ít (Granit, cát kết thạch anh,..) lấy $\xi = 1{,}0 - 0{,}7$.

- Đá nứt nẻ mạnh, biến dạng dẻo nhớt (đá phiến chứa cát, phiến sét, đá vôi,...) $\xi = 0{,}7 - 0{,}5$.

- Địa tầng nằm ngang có chiều dày lớp đá $m > \frac{1}{3}$ chiều cao đường hầm (h) và chiều sâu khe nứt (l) nhỏ hơn chiều dày lớp đá ($l \le m$), lấy $\eta = 0{,}8 - 1{,}0$.

- Địa tầng nứt nẻ, khoảng cách tối thiểu giữa các khe nứt (δ) trong phạm vi $\frac{h}{10} < K < \frac{h}{3}$ lấy $\eta = 0{,}5 - 0{,}8$.

- Địa tầng nứt nẻ mạnh hoặc chiều dày $\frac{h}{20} < m < \frac{h}{10}$, lấy $\eta = 0{,}3 - 0{,}5$.

- Khi địa tầng nứt nẻ mãnh liệt hoặc nghiêng dốc hay $\frac{h}{50} < m < \frac{h}{20}$ hoặc $\frac{h}{50} < l < \frac{h}{2}$, lấy $\eta = 0{,}1 - 0{,}3$. Trường hợp không thỏa mãn điều kiện nêu ở công thức (3-3a) thì xung quanh hầm sẽ phát sinh khe nứt và biến dạng tạo ra đới nứt vỡ có dạng parabon.

Vùng nằm trong đới nứt vỡ ứng suất giảm (1), ứng suất ở ngoài vùng nứt vỡ tăng cao đột ngột. Ra khỏi vùng ứng suất cao (2) thì đất đá ở trạng thái ứng suất

tự nhiên (hình 3- 4). Đường hầm thi công ở địa tầng không thuận lợi sẽ có ứng suất theo phương thẳng đứng và phương ngang lớn. Như thấy trên hình 3-4, ở đáy hầm và vỏ đều có lực tác dụng là: Q_1, Q_2, Q_3 và Q_4.

Trần hầm dạng cung vòm làm giảm ứng suất tập trung so với hầm tiết diện hình tứ giác và có độ an toàn hơn. Chiều ngang giới hạn (l_0) của tiết diện hầm dạng cung vòm có thể đảm bảo an toàn được xác định gần đúng:

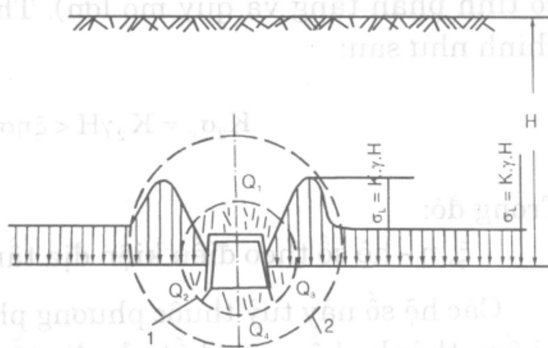
$$L_o = 10\frac{f_C}{\gamma}$$

Trong đó:

L_o - chiều ngang giới hạn của tiết diện;

γ - dung trọng đất đá;

f_o - hệ số cường độ của đất đá. (Bảng PL-1).



Hình 3-4. Sơ đồ phân bố ứng suất của đá.
1 – Khu vực 1; 2- Khu vực 2

§3. ÁP LỰC ĐẤT ĐÁ Ở HẦM (LÒ) NGANG

Áp lực đất tác dụng vào lò ngang gồm: áp lực thẳng đứng, áp lực hông và áp lực đẩy trồi ở đáy hầm. Trong đó quan trọng là áp lực thẳng đứng và áp lực hông. Sau đây sẽ giới thiệu phương pháp thông dụng trong các phương pháp gần đúng để tính toán độ lớn của áp lực đất tác dụng vào hầm ngang trong những trường hợp khác nhau.

3.1. Tính toán áp lực đứng và áp lực ngang

1. Lí thuyết cân bằng áp dụng ở thể phân tán

Khi công trình ngầm được xây dựng ở nông, hầm sẽ chịu ảnh hưởng của tầng đất phủ. Ảnh hưởng này nhiều hay ít và ở độ sâu nào đó liên quan mật thiết với điều kiện địa chất. Đại thể được xác định theo quan hệ sau đây:

$$H < (1,5 \sim 2,0).h_1 \quad (3-4)$$

hoặc

$$H < 5\,a_1 \quad (3-4a)$$

Trong đó:

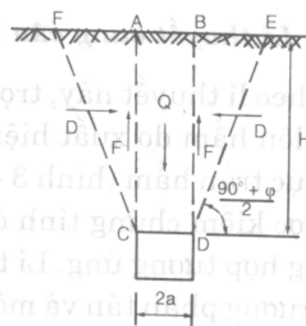
H – chiều sâu đào hầm có thể nhận ảnh hưởng của lớp phủ, m;

h_1 – chiều cao trung bình vòm biến dạng của đất đá tự nhiên, m;

a_1 – nửa chiều rộng của vòm, m.

Công thức (3-4a) phù hợp khi $f_C < 0,8$.

Công trình ngầm chịu ảnh hưởng toàn bộ của địa tầng bên trên khi độ sâu đặt hầm thoả mãn điều kiện (3-4). Theo lí thuyết cân bằng thể phân tán thì áp lực đất có độ lớn bằng hiệu của trọng lượng cột đất phía trên công trình (hình 3-5) và lực phát sinh theo chu vi cột đất, tức là:

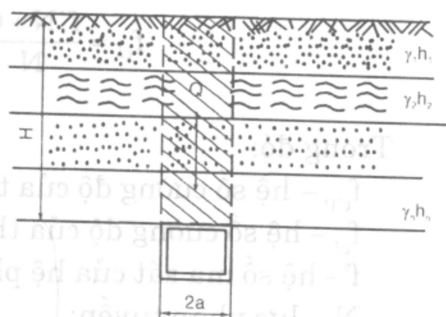


Hình 3-5. Sơ đồ phát sinh áp lực đất theo thuyết cân bằng thể phân tán

$$H_{gh} = \frac{2a}{tg^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right)tg\varphi}, m$$

Độ sâu H_{max} có áp lực đất lớn nhất có thể phát sinh được tính như sau, từ điều kiện $\frac{dP}{dH} = 0$ là:

$$H_{max} = \frac{a}{tg^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right)tg\varphi}, m$$



Hình 3-6. Sơ đồ hình thành cột đất

Lí thuyết này chỉ phù hợp với địa tầng đất phân tán. Khi đất đá bên trên công trình ngầm yếu và rời rạc tới mức có thể bỏ qua lực liên kết (cát bão hoà nước, sét dẻo chảy,...) chỉ có trọng lượng cột đất phía trên tác dụng vào hầm (hình 3-6). Trường hợp này, cường độ áp lực đất thẳng đứng q là:

$$q = \sum \gamma_t h_t \text{ , T/m}^2 \qquad (3\text{-}5a)$$

Trong đó:

γ_i, h_i – dung trọng và chiều dày của lớp đất thứ i, T/m³, m.

Và cường độ áp lực hông (e) của thể phân tán là:

$$e = q\, tg^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right), \text{T/m}^2 \qquad (3\text{-}5b)$$

Bảng 3-2. Độ sâu giới hạn của hầm H_{gh} (m)

Tên đất đá	Hệ số f_c	Góc ma sát trong φ°	Nửa chiều rộng của hầm a (m)				
			1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Sét kết, than đá rắn chắc	2	63°26	19	29	38	48	57
Than đá rắn chắc	15	56°19	14	21	28	35	52
Sét, than bình thường	-	45°00	12	18	22	30	36
Hoàng thổ, than bở rời	0,8	38°40	11	16	14	27	33

2. Lí thuyết cung cân bằng

Theo lí thuyết này, trọng lượng đất đá ở chu vi hầm (vùng ứng suất giảm) tác dụng lên hầm do xuất hiện vòm cân bằng tự nhiên (vòm biến dạng phá hoại) ở khu vực trần hầm (hình 3 - 7). Lí thuyết này đã được sử dụng trong thời gian dài và được kiểm chứng tính đúng đắn của nó. Bởi vậy, nó được dùng rộng rãi ở các trường hợp tương ứng. Lí thuyết thể phân tán coi địa tầng là thể trung gian giữa môi trương phân tán và môi trường liên tục. Hệ số cường độ (f_C) do hệ số ma sát và lực dính kết tạo thành, phụ thuộc loại đất đá, tính theo công thức:

$$\left.\begin{aligned} f_{CP} &= tg\varphi \\ f_{cl} &= \frac{f'N + C}{N} = \frac{R}{100} \end{aligned}\right\} \qquad (3\text{-}6)$$

Trong đó:

f_{CP} – hệ số cường độ của thể phân tán;

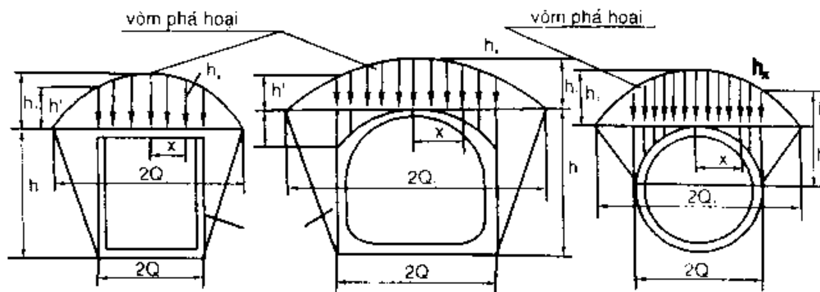
f_{cl} – hệ số cường độ của thể liên tục;

f' - hệ số ma sát của hệ phân tán;

N – lực pháp tuyến;

C – lực dính kết;

R – cường độ giới hạn chống nén của đá.



Hình 3-7*. Sơ đồ áp lực đất đá ở vòm cân bằng tự nhiên*

Hệ số cường độ của đất đá xem bảng 1 phụ lục. Các giá trị cho trong bảng 1 phụ lục được xác định dựa vào địa tầng ở trạng thái chặt sít cho nên, khi dùng phải lấy giá trị cường độ nhỏ hơn trong bảng tuỳ theo mức độ phong hoá, nứt nẻ hoặc tính phân lớp của địa tầng.

Như ta thấy trên hình 3-7, công trình ngầm phải chịu trọng lượng của đất đá ở bên trên trong vòm cân bằng, áp lực thẳng đứng được xác định theo biểu thức:

$$\left.\begin{aligned} P &= \frac{4}{3}a\gamma h_1 \\ q_x &= \gamma h_x \end{aligned}\right\} \qquad (3\text{-}7)$$

Trong đó:

P – lực thẳng đứng tác dụng lên 1md đường hầm, T;

H_1 – chiều cao vòm biến dạng, m;

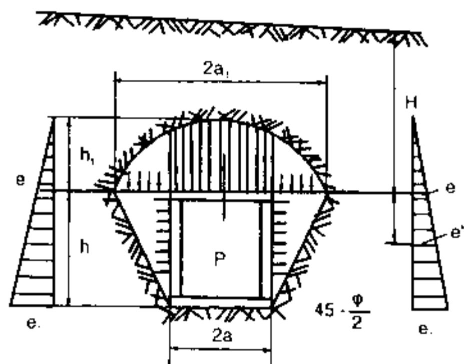
a – nửa chiều rộng đường hầm, m;

γ - dung trọng đất đá, t/m^3;

q_X - độ lớn áp lực đất tại điểm x, T/m^2;

h_X – chiều cao vòm biến dạng tại x, m.

$$h_X = \left(1 - \frac{x^2}{a_1^2}\right)h_1$$



Hình 3-8. Sơ đồ vòm biến dạng và địa áp ứng với $f_C < 5$

Chiều cao của vòm biến dạng phá hoại h_1 được xác định theo hệ số cường độ của đất đá (công thức 3-8):

$$\left.\begin{aligned} & f_C \geq 5 \rightarrow h_1 = \frac{a}{f_C} \\ & f_C < 5 \rightarrow h_1 = \frac{a_1}{f_C} = \frac{a + h\,tg\left(45^\circ - \dfrac{\varphi}{2}\right)}{f_C} \end{aligned}\right\} \qquad (3\text{-}8)$$

Trong đó:

f_C và φ – lấy ở bảng phụ lục PL-1.

Thông thường khi tính toán cấu tạo, áp lực đất thẳng đứng có thể chọn tải trọng phân bố đều:

$$q = \gamma h_1\ ,\ T/m^2 \qquad (3\text{-}9)$$

Xác định cường độ áp lực ngang:

$$\left.\begin{aligned} & e_Z^{'} = \gamma(h_1 + Z)tg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \\ & e_Z^{''} = \frac{\mu}{1-\mu}(h_1 + Z)\gamma \end{aligned}\right\},\ T/m^2 \qquad (3\text{-}10)$$

Trong đó:

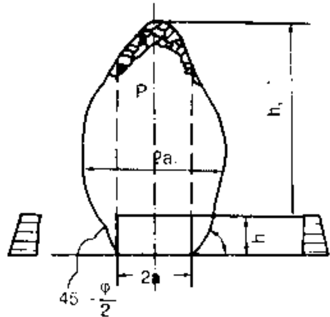
$e_z^{'}$ - cường độ áp lực ngang tại điểm z thể phân tán;

$e_z^{''}$ - cường độ áp lực ngang tại điểm z thể liên tục đàn hồi (phản lực ngang của địa tầng theo thuyết vật thể đàn hồi);

μ - hệ số Poisson của đất đá tương ứng.

Khi hầm được xây dựng trong điều kiệnđịa chất phức tạp (tính phân lớp phát triển, vỉa nằm nghiêng) thì hình dạng và độ lớn của vùng biến dạng phá hoại khác nhau. Do đó, phương pháp này chỉ thích hợp đối với hầm có độ sâu lớn và địa tầng rắn chắc.

Khi hầm nằm trong đới phá huỷ kiến tạo, đất đá rời rạc, thế nằm nghiêng thì nên áp dụng phương pháp của V.V. Orlôp (hình 3-9).



Hình 3-9. *Sơ đồ phát sinh địa áp trong địa tầng phức tạp*

Theo phương pháp này, các đặc trưng vùng biến dạng phá hoại (chiều rộng $2a_1$, cao h_1) lần lượt được xác định đối với hầm có trụ đá phù hợp và vùng ảnh hưởng thuộc không gian mở hoặc trong trường hợp hầm ở vùng lân cận của đường hầm khác (không thể có trụ đá lưu đầy đủ được). Công thức xác định a_1 và h_1 của vòm biến dạng phá hoại được nêu trong bảng 3-3.

Bảng 3-3. Công thức tính a_1 và h_1 theo điều kiện địa chất và vị trí hầm

Điều kiện trụ đá và vị trí hầm	Nửa chiều rộng của vòm biến dạng a_1 (m)		Chiều cao vòm biến dạng h_1 (m)
	Hầm tiết diện tứ giác	Hầm tiết diện hình thang	
Nơi có trụ đá đầy đủ	$a_1 = a + \dfrac{h}{tg\left(45^0 + \dfrac{\varphi}{2}\right)}$	$a_1 = a + \dfrac{h}{tg\left(45^0 + \dfrac{\varphi}{2}\right)} + \dfrac{h}{tg80^0}$	$h_1 = 0,8\,\dfrac{a_1}{f_C}\sqrt[4]{H}$
Nơi không có trụ đá đầy đủ	$a_1 = a + \dfrac{h}{tg(\varphi - 2)}$	$a_1 = a + \dfrac{h}{tg80^0} + \dfrac{h}{tg(\varphi - 2)}$	$h_1 = 0,9\dfrac{a_1}{f_C}\sqrt[4]{H}$

Ví dụ: Một đường hầm có chiều rộng 1,8m, cao 2,2m, được xây dựng ở độ sâu 20m trong địa tầng cát kết đặc sít. Hãy xác định trị số áp lực đất tác dụng lên hầm.

Bài giải:

Tra bảng 1 phụ lục được các trị số của địa tầng: $f_C = 0,7$; $\gamma = 1,5$ T/m³ và $\varphi = 35^o$. Dựa vào công thức (3-8) để tính nửa chiều rộng của vòm biến dạng phá hoại:

$$a_1 = a + htg\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1,8}{2} + 2,2\,tg\left(45^o - \frac{35^o}{2}\right) = 2,09(m)$$

Độ sâu của hầm: H =20m > $5a_1$ = 5 x 2,09 = 10,45 m. Vậy ta dùng thuyết hình thành vòm biến dạng cân bằng tự nhiên để xác định áp lực đất (công thức 3-8):

+ Chiều cao của vòm cân bằng tự nhiên:

$$h_1 = \frac{a_1}{f_c} = \frac{2,09}{0,7} \approx 30m$$

+ Tính chiều cao của vòm tại điểm ở ngoài vách hầm:

$$h' = h_1\left(1 - \frac{x^2}{a_1^2}\right) = h_1\left(1 - \frac{a^2}{a_1^2}\right) = 3,0\left(-\frac{0,9^2}{2,09^2}\right) = 2,445(m)$$

+ Tính áp lực đất thẳng đứng tại điểm giữa trần hầm theo công thức (3- 9):

$$q_0 = \gamma h_1 = 1,5 \times 3,0 = 4,5\ (T/m^2)$$

+ Áp lực đất thẳng đứng tại điểm ở mép ngoài vách hầm:

$$q' = \gamma h' = 1,5 \times 2,445 = 3,667\ (T/m^2)$$

+ Xác định áp lực ngang theo công thức (3-10):

* Đỉnh tường: $e_1 = \gamma h_1 tg^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = 1,5 \times 3,0 \times 0,543^2 = 1,32\ T/m^2$

* Chân tường: $e_2 = (h_1 + h)\gamma tg^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = (3 + 2,2).1,5.\ 0,543^2 = 2,29\ T/m^2$.

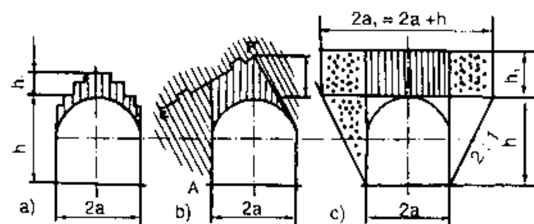
3. Áp lực đất trong địa tầng phân lớp

Theo mức độ nứt nẻ, thế nằm và độ cứng của các lớp đất đá, chiều cao giả định của vòm biến dạng tương ứng, K. Teczaghi chia địa tầng thành 7 cấp (bảng 3-4).

Bảng 3-4. Phân cấp địa tầng theo K. Teczaghi

Cấp	Loại đất đá	Chiều cao h_1,m	Ghi chú
1	Đá cứng nguyên khối	0	
2	Đá cứng rạn nứt nhỏ	(0 ~ 0,25)2a	Gia cường đơn giản
3	Đá cứng phân lớp phân phiến chứa sét	(0 ~ 0,5) 2a	Gia cường đơn giản
4	Đá nứt nẻ thành khối lớn	0,5a ~ 0,35(2a + h)	Không có áp lực ngang
5	Đá nứt nẻ mạnh	(0,35 ~ 1,1)(2a + h)	Hầu như không có lực hông
6	Đá bị phá huỷ mạnh chưa bị tác dụng hoá học	1,1 (2a + h)	Không có áp lực ngang
7	Địa tầng biến dạng:		
	- Hầm không sâu	(1,1 ~ 2,1)(2a + h)	Áp lực ngang lớn
	- Khi hầm ở sâu	(2,1 ~ 4,5)(2a + h)	Cần tiết diện hầm hình tròn

Trạng thái phá vỡ ở biên hầm, căn cứ theo bảng 3-4, được thể hiện trên hình 3-10. Sơ đồ hình 3-10a) dùng cho tính toán chỉ chọn áp lực đất thẳng đứng và ứng với đất cấp 2 và 3 ở bảng 3-4. Hình 3-10b, biểu thị cấp 4 và một phần cấp 5, hầm chịu tác dụng lực ngang có trị số bằng trọng lượng khối AEF.



Hình 3-10. Sơ đồ vùng bị phá vỡ

Hình 3-10c tương ứng địa tầng cấp 5, 6, 7 và một phần cấp 4, áp lực ngang được xác định như sau:

$$e = 0{,}3\gamma\,(h_1 + 0{,}5h)$$

Phương pháp này phù hợp khi độ sâu của hầm lớn hơn 1,5 lần chiều cao và chiều ngang của hầm cộng lại.

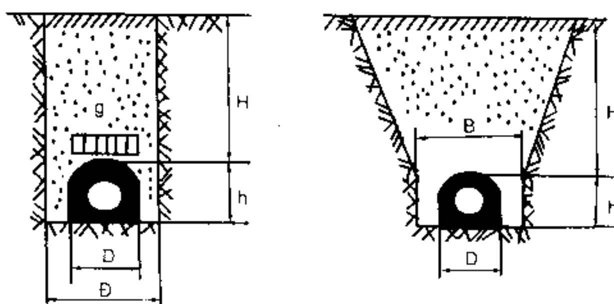
4. Địa áp tác dụng lên công trình ngầm thi công bằng cách đào lộ thiên

Phương pháp thi công này có hai cách và áp lực đất tác dụng lên hầm cũng khác nhau:

Cách thứ nhất, đào hào xong mới xây hầm rồi lấp đất lên; *Cách thứ hai,* không đào hào mà xây hầm xong lấp đất lên trên hầm.

a) Áp lực đất thẳng đứng tác dụng lên hầm xây trong hào

Khi lấp đất lên hầm đã xây xong, áp lực sẽ phân bố không đều theo chiều rộng B của hào, dần dần hào được lấp đầy, lúc này áp lực đất tác dụng lên công trình ngầm mới được dàn đều (hình 3-11).



Hình 3-11. *Sơ đồ áp lực đất tác dụng lên hầm xây trong lòng hào*

Tính áp lực đất như sau:

$$q = C_m\, gB \;, \qquad (3\text{-}11)$$

Trong đó:

p - áp lực đất thẳng đứng tác dụng lên hầm, T/m^2;

B - chiều rộng hào, m;

C_m - hệ số áp lực đất đắp:

$$C_m = \frac{1 - e^{-2\mu K\frac{H}{B}}\left(1 - \frac{2C}{\gamma B}\right)}{2\mu K}$$

Trong đó:

$K = \frac{\sqrt{\mu^2 - 1} - \mu}{\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu}$ - hệ số áp lực hông;

H - chiều cao đất đắp tính từ đỉnh hầm, m;

μ - hệ số ma sát giữa đất đắp và đất vách hào, thường lấy góc ma sát trong của đất đắp;

e = 2,71828

C - lực dính kết của đất đắp, T/m^2.

Công thức (3-11) được dùng với điều kiện: B-D < 1,5m đối với hào vách đứng. Các hệ số khác xác định theo kết quả thí nghiệm (thống kê ở bảng 3-5).

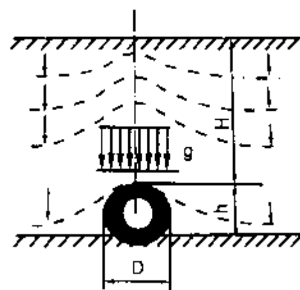
Bảng 3 – 5. Các hệ số dùng để tính toán áp lực đất đắp

Loại đất đắp	Giá trị các hệ số											
	Nền đất				Nền có W tự nhiên				Nền đất bão hoà			
	T	2C/ T-B	K	μ	(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)
Cát	1,6	0,30	0,4	0,75	1,8	0,28	0,45	0,7	2,0	0,20	0, 45	0,60
Cát pha	1,6	0,35	0,5	0,70	1,9	0,33	0-0,55	0,6	2,1	0,36	0 - 0,6	0,50
Sét pha	1,7	0,40	0,6	0,60	2,0	0,37	0-0,70	0,5	2,3	0,30	0 - 0,7	0,35

Để đơn giản trong tính toán áp lực đất, khi hào có chiều rộng lớn hơn chiều sâu, ta dùng lí thuyết hình thành cột đất.

b) Áp lực đất đắp tác dụng thẳng đứng

Công trình ngầm được xây dựng có nền đất tự nhiên hoặc nền đất đã đầm chặt. Áp lực đất đắp tác dụng lên công trình ngầm (hình 3 - 12) thường lớn hơn trọng lượng cột đất đắp trên hầm. Áp lực đất đắp tác dụng thẳng đứng là:



Hình 3-12. *Biểu đồ tải trọng Phân bố trong đất đắp*

$$q = C_c.g.D, \quad T/m^2 \qquad (3\text{-}12)$$

Trong đó:

C_c - hệ số áp lực đất đắp:

Khi $H < H_e$: $C_c = \dfrac{e^{2\mu K\frac{H}{D}} - 1}{2\mu K}$

Khi $H > H_e$: $C_c = \dfrac{e^{2\mu K\frac{H_e}{D}} - 1}{2\mu K} + \left(\dfrac{H}{D} - \dfrac{H_e}{D}\right)e^{2\mu K\frac{H_e}{D}}$

H_e - độ sâu tính từ đỉnh của công trình đến mặt lún giả định, m; được tính từ

công thức: $e^{2\mu K\frac{H}{D}} - 2\mu K\dfrac{H_e}{D} = 2\mu KRS + 1$

R - hệ số lún (công trình bằng bêtông lấy R = 0,7);

$S = \dfrac{H}{D}$ - hệ số (tỷ số giữa chiều cao tính từ đáy nền đất đến đỉnh công trình và chiều rộng mặt tiếp xúc của công trình.

Trong thực tế tính toán, các hệ số trong công thức phải xác định đúng với điều kiện thích ứng. Khi các số liệu thực tế, đối với công trình bằng bêtông, có thể tham khảo biểu đồ trên hình 3-13.

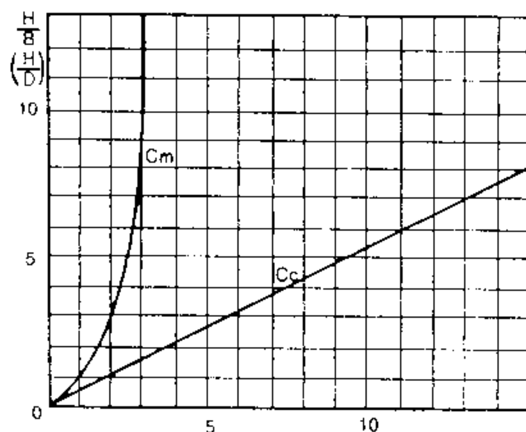
c) Áp lực ngang

Sau khi lấp đầy và đầm chặt đất ở khoảng trống phía sau vách hầm xây dựng trong lòng hào, trị số áp lực ngang là:

$$e = (0,2 \sim 0,3)q \qquad (3\text{-}13)$$

Đối với mọi trường hợp, dựa vào công thức (3-5b) để xác định áp lực ngang với tải trọng phân bố đều giả định P(T/m²) theo công thức:

$$e_y = K(\gamma Y + P) \qquad (3\text{-}13a)$$



Hình 3-13. *Biểu đồ tìm C_m và C_c Khi m = tg30° = 0,577, K = 0,333, S = 1,0, R = 0,7 và γ = 1,8 t/m³*

Trong đó:

e_y - cường độ áp lực ngang, T/m²;

$K = tg^2(45° - \varphi/2)$ - hệ số áp lực hông, nếu giá trị K tính được nhỏ hơn 0,45 thì lấy K = 0,45 ~ 0,5;

Y - chiều sâu tính từ mặt đất đắp đến điểm đang xét, m;

P - tải trọng giả định phân bố đều tại mặt đất đắp, T/m².

3.2. Tính toán phản lực đáy hầm

Lực từ nền hầm tác dụng thẳng đứng hướng lên gọi là *phản lực đáy*. Lực này phát sinh do áp lực thẳng đứng của các bộ phận vách hầm truyền xuống và do sự lơi

ứng suất khi thi công đào hầm hoặc do áp lực nước dưới đất,... gây ra khi hầm xây dựng ở vùng đất yếu. Tuỳ trường hợp cụ thể, để ngăn chặn áp lực đáy cần bố trí vòm đáy hoặc nền hầm đủ cứng. Sau đây chỉ đề cập đến phương pháp tính toán phản lực đáy phát sinh do tải trọng thẳng đứng tác dụng từ chân vách (tường) hầm.

1. Phương pháp tính toán phản lực đáy hầm

Tại đáy móng vách công trình ngầm chịu tác dụng của áp lực đất thẳng đứng truyền từ vòm và trọng lượng của vỏ hầm, áp lực đất chủ động E_c và áp lực đất bị động E_b vào đường thẳng kéo dài đi qua mặt phía trong của vách hầm nhưng, đất đá ở dưới độ sâu x_o nào đó có $E_c = E_b$ không còn gây ra áp lực đáy (H.3-14)

Trên hình 3-14 cho thấy, $E_c - E_b = D$ là lực tác dụng vuông góc lên mặt AC được chia thành 2 lực thành phần: lực T song song và lực vuông góc với mặt CD. Tóm lại, hình chiếu vuông góc N của phản lực T là phản lực đáy. Giá trị của phản lực đáy tính như sau:

Hình 3.14- Sơ đồ áp lực đáy hầm

$$N = T\sin\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (3\text{-}14)$$

$$T = \frac{D\sin\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos\varphi},\ T$$

$$D = E_c - E_b = \frac{\gamma . x_o}{2}\left[(x_o + 2B)tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - x_o tg^2\left(45o + \frac{\varphi}{2}\right)\right],\ T$$

$$x_o = B\frac{tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{q tg^4\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{\gamma\left[1 - tg^4\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\right]},\ m$$

$$B = \frac{q}{\gamma} = \frac{Q_o}{\gamma_d d_m}, \text{ (Độ cao biểu kiến, m)}$$

Trong đó:

d_m - chiều rộng móng vách hầm, m;

Q_o - tổng tải trọng tác dụng lên móng, T;

γ - dung trọng đất đáy hầm, t/m³;

q - áp lực tác dụng lên đáy móng (bằng áp lực vòm hầm + trọng lượng vỏ hầm), T/m².

Vậy, độ lớn của phản lực đáy hầm:

$$q_d = \frac{N}{a} = \frac{N}{x_o tg\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right)} \qquad (3\text{-}15)$$

Trên đây mới chỉ tính phản lực nền hầm ở 1 phía, nếu hầm có tiết diện nhỏ có thể lấy phản lực đáy là $2q_d$.

Ta đã khảo sát phản lực đáy về mặt lí thuyết cho các trường hợp $\varphi < 90^o$. Tuy nhiên, trong thực tế chỉ cần tính toán đối với nền đất yếu hoặc đáy hầm đặt sâu hơn mực nước ngầm (đáy hầm có kết cấu phẳng hoặc vòm). Công việc kiểm tra độ an toàn của đáy hầm như sau:

$$K_{a.t} = \frac{\sum P_i}{2N} \geq 1,3 \sim 1,5 \qquad (316)$$

Trong đó:

P_i - trọng lượng vỏ đáy, T;

2N - tổng phản lực đáy, T.

Nếu $Y = \dfrac{x_o}{tg\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right)} < h$ thì chọn $K_{at} = \dfrac{\Sigma P_i}{2N}\dfrac{Y}{a} \geq 1,3 \sim 1,5$, (3-16a)

Khi không thoả mãn điều kiện (3-16 và 3-16a) phải tính toán bố trí lại vỏ đáy (chủ yếu là vòm đáy).

2- Ví dụ:

Một công trình được xây dựng trong đất cát pha (tra bảng 1 phụ lục $f_C = 0,5$) có $\gamma = 1,5$ T/m^3, $\varphi = 30^o$. Hãy tính phản lực đáy khi công trình có chiều rộng móng tường $d_m = 1,33$m, tổng tải trọng tác dụng thẳng đứng $Q_o = 40$ tấn.

Bài giải:

Trước tiên xác định độ sâu x_o (có $E_c = E_b$):

$$X_o = B\frac{tg^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right)}{tg^2\left(45^o + \frac{\varphi}{2}\right) - tg^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{20 \times 0,333}{2,993 - 0,333} = 2,5\text{m}$$

Vì $\quad B = \dfrac{q}{\gamma} = \dfrac{Q}{d_m\gamma} = \dfrac{40}{1,33 \times 1,5} = 20\text{m}$

Xác định D:

$$D = \frac{\gamma x_o}{2}\left[(x_o - 2B)tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - x_o tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)\right] =$$

$$= \frac{1{,}5.2{,}5}{2}\left[(2{,}5 + 40)0{,}333 - 2{,}5.2{,}993\right] = 12{,}5T$$

$$T = D\frac{\sin\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos\varphi} = 12{,}5\frac{0{,}5}{0{,}866} = 7{,}22\ T$$

Thay các giá trị vào công thức (3 - 14) để tính phản lực đáy ở 1 phía vách hầm:

$$N = T\sin\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 7{,}22 \times 0{,}5 = 3{,}61\ T$$

Chiều rộng hầm: $2a \le \frac{x_o}{tg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{2{,}5}{1{,}577} = 4{,}33$ m → phản lực nền tác dụng vào đáy hầm là: $q_d = \frac{2N}{2a} = \frac{2 \times 3{,}61}{4{,}33} = 1{,}67$ T/m^2.

§4. TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT Ở HẦM ĐỨNG VÀ HẦM NGHIÊNG

4.1. Tính toán áp lực đất ở hầm đứng

Áp lực đất tác dụng vào hầm đứng thay đổi theo cấu tạo địa tầng, hình dạng và độ lớn của tiết diện hầm, phương pháp thi công, cấu tạo lớp vỏ, thời gian sử dụng,...

Theo kinh nghiệm xây dựng hầm (lò) đứng, vùng đá cứng rắn chắc đặc sít thì hầu như hầm không có áp lực đất đá. Tuy nhiên, do thi công phá nổ hoặc do phong hoá vẫn có thể phát sinh khe nứt và áp lực đất đá.

1. Áp lực đất vùng có địa tầng đồng nhất và yếu

Khi vùng gồm các lớp đất yếu, bão hoà nước và có các tính chất tương tự nhau, áp lực đất tính như sau:

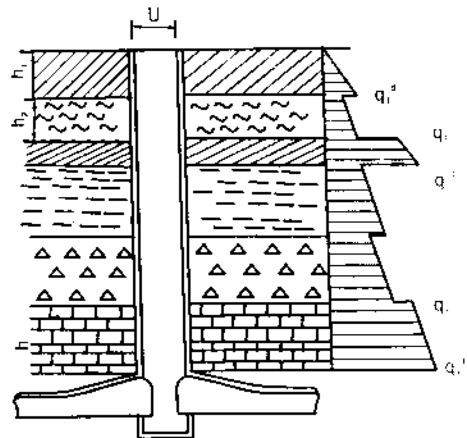
$$q = g.H.K\ ,\ T/m^2 \qquad (3\text{-}17)$$

Trong đó:

q- cường độ áp lực đất tại điểm đang xét, T/m^2;

H - độ sâu từ mặt đất đến điểm đang xét, m;

$K = tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ - hệ số áp lực hông.



Hình 3-15. *Biểu đồ địa áp ở hầm đứng có các lớp đất khác nhau*

2- Áp lực đất vùng có nhiều lớp khác nhau

Trường hợp này phải tính áp lực đất của từng lớp đất riêng (hình 3-15). Tại lớp đất thứ n áp lực đất có giá trị như sau:

Tại nóc lớp và đáy lớp thứ n:

$$\left.\begin{aligned} q_n^t &= (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \ldots + \gamma_{n-1} h_{n-1}) K_n = \sum_1^{n-1} \gamma_i h_i K_n \\ q_n^d &= (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \ldots + \gamma_n h_n) K_n = \sum_1^{n} \gamma_i h_i K_n \end{aligned}\right\}, \text{T/m}^2 \qquad (3 - 18)$$

Trong đó:

q_n^t - áp lực đất ở nóc lớp thứ i;

q_n^d - áp lực đất ở đáy lớp thứ i;

γ_i , h_i - dung trọng và chiều dày của lớp thứ i , t/m³, m;

K_n - hệ số áp lực hông tại lớp thứ n (lấy theo bảng 3-6).

Bảng 3-6. Hệ số áp lực hông K_n theo loại đất

Cấp	Tính chất đất, đá	Loại đất đá	Góc φ_o	Giá trị K_n	
				Giới hạn	T.bình
I	Có tính hoà tan	Sét chảy, bùn, cát chứa vôi	0 ~ 18°	1,00 – 0,638	0,757
II	Phân tán thô	Cát to, cuội sỏi rất rời rạc	18° ~ 26°34	0,638 ~ 0,50	0,526
III	Phân tán mịn	Sét, sét pha nén chặt	26°34 ~ 50°	0,50 ~ 0,297	0,387
IV	Đá yếu	Thạch cao, than nâu, đá phiến	-	0,297 ~ 0,031	0,164
V	Đá cứng vừa	Macnơ đôlômit hoá, cát bột kết		0,031 ~ 0,008	0,017
VI	Đá cứng	Fenspat, đá chứa thạch anh...		0,008 ~ 0,002	0,004
VII	Đá rất cứng	Thạch anh, quăczit, bazan tươi		2.10^{-3} ~ 7.10^{-4}	0,0012

Khi xét đến độ lớn của hầm và điều kiện độ dốc của địa tầng ta nhân thêm vào công thức (3-18) hệ số độ lớn của hầm $\frac{\sqrt[3]{D+1}}{2}$ và hệ số không đồng nhất về độ dốc để có công thức phù hợp tính áp lực đất:

$$\left.\begin{aligned} P_n^t &= \omega \sum_1^{n-1} \gamma_i h_i K_n \frac{\sqrt[3]{D+1}}{2} \\ P_n^d &= \omega \sum_1^{n} \gamma_i h_i K_n \frac{\sqrt[3]{D+1}}{2} \end{aligned}\right\}, \text{T/m}^2 \qquad (3\text{-}19)$$

Trong đó:

D - đường kính trong của hầm (chiều dài tiết diện chữ nhật), m;

$\omega=\dfrac{P_{max}}{P_{min}}$ - hệ số không đồng nhất theo độ dốc của lớp đất (bảng 3 - 7):

Bảng 3-7. Hệ số không đồng nhất ω

Góc dốc của lớp α (độ)	0°	≤ 55°	55° ~ 65°	65° ~ 75°	75° ~ 85°
ω	1,0	1,1 ~ 1,2	1,3	1,4	1,5

Các phương pháp xác định áp lực đất như trên đều dựa vào cơ sở lí thuyết thể rắn phân tán. Đối với cấp địa tầng I, II và III trong bảng 3 – 6, khi độ sâu của lò đứng không lớn, có thể xác định địa áp nhờ công thức (3 – 17); Đối với cấp IV, cấp V và độ sâu của lò H ≤ 700m thì tính địa áp theo công thức (3 – 19). Tuy vậy, khi hầm có độ sâu lớn và được xây dựng trong tầng đá rắn chắc, các phương pháp tính toán trình bày ở trên không phù hợp với thực tế. Do đó, nhất thiết phải quan trắc, nghiên cứu áp lực đất tại hiện trường.

3. Ví dụ

Một lò đứng được xây dựng trong vỉa có độ dốc 25°, các số liệu khác ghi trong bảng dưới đây:

Địa tầng cấp	Chiều cao h_i(m)	γ_i (T/m^3)	φ_i (độ)	f_C	Tên địa tầng
I	20	1,6	35°	0,6	Sét chứa cát
II	10	1,9	45°	1,0	Sét
III	70	2,5	71°34	3,0	Acgilit
IV	50	2,6	82°33	8,0	Cát kết

Bài giải:

Tra bảng 3-7 với α = 25° ta được ω = 1,2.

+ Tìm hệ số áp lực ngang cho từng lớp:

$$K_1 = tg^2\left(45° - \frac{38°}{2}\right) = 0,24 \ ; \ K_2 = tg^2\left(45° - \frac{45°}{2}\right) = 0,17$$

$$K_3 = tg^2\left(45° - \frac{71°34}{2}\right) = 0,026 \ ; \ K_4 = tg^2\left(45° - \frac{82°33}{2}\right) = 0,004$$

+ Tính áp lực ngang của từng lớp theo công thức (2-19):

- Tại lớp 4:

$$q_4^t = \omega\sum_1^3 \gamma_i h_i K_4 \frac{\sqrt[3]{D+1}}{2} = 1,2(1,6.20 + 1,9.10 + 2,5.70)0,004\frac{\sqrt[3]{5+1}}{2} = 0,99\ T/m^2$$

$$q_4^d = \omega\sum_1^4 \gamma_i h_i K_4 \frac{\sqrt[3]{D+1}}{2} = 1,2(1,6.20 + 1,9.10 + 2,5.70 + 2,0.50)0,004\frac{\sqrt[3]{5+1}}{2} = 1,54\ T/m^2$$

- Tại lớp 3:

$$q_3^t = 1,2(1,6.20 + 1,9.10)0,026\frac{\sqrt[3]{5+1}}{2} = 1,46\ T/m^2$$

$$q_3^d = 1,2(1,6.20 + 1,9.10 + 2,5.70)0,026\frac{\sqrt[3]{6}}{2} = 6,5\ T/m^2$$

- Tại lớp 2:

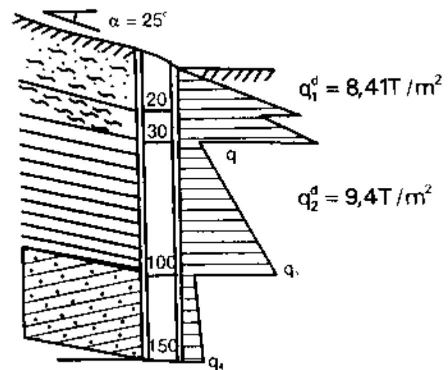
$$q_2^t = 1,2.1,6.20.0,17.\frac{\sqrt[3]{6}}{2} = 5,9\ T/m^2$$

$$q_2^d = 1,2(1,6.20 + 1,9.10)0.017\frac{\sqrt[3]{6}}{2} = 9,4\ T/m^2$$

- Tại lớp 1:

$$q_1^t = 1,2.1,6.20.0,24 = 8,47\ T/m^2$$

Biểu đồ áp lực đất thể hiện ở hình 3-16.



Hình 3-16. *biểu đồ áp lực đất*

4.2. Tính áp lực đất ở hầm nghiêng

Áp lực đất N tác dụng lên chống lò là phản lực của tổ hợp lực Q (hình 3-17). Trường hợp hầm được xây dựng có vách đá rắn chắc:

$$N = P\cos\alpha \qquad (3\text{-}20)$$

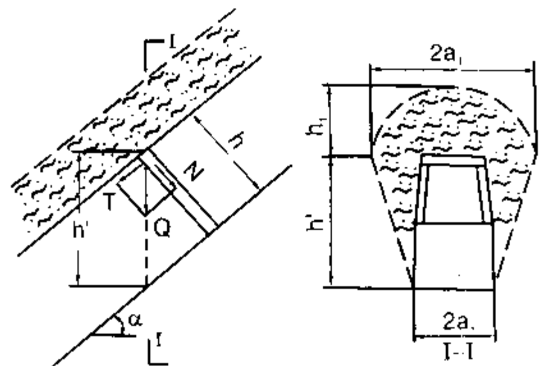
Trong đó:

N - áp lực đất tác dụng lên chống lò, T;

P - áp lực đất thẳng đứng tác dụng lên lò nghiêng, T;

α - góc nghiêng của lò (α = 45° ~ 80° thì lấy α = 45° và khi α < 45° thì lấy theo giá trị thực của góc α).

Địa áp tác dụng vào lò nghiêng, khi α < 45°, được xác định như đối với lò ngang, áp lực N tác dụng lên chống lò là hình chiếu của áp lực đất Q lên mặt vuông góc với lò.



Hình 3-17. *Sơ đồ tính áp lực đất trường hợp hầm nghiêng*

Khi độ dốc của lò từ $45^o \sim 80^o$ ta chọn độ dốc $\alpha = 45^o$ để tính áp lực đất tác dụng lên lò nghiêng. Đối với lò nghiêng có $\alpha > 80^o$ ta tính toán giống như lò đứng.

Trường hợp vách lò là đất đá yếu, lò sẽ chịu áp lực hông, phải dùng phương pháp tính toán của lò ngang lúc này, lấy độ cao của lò là h' (hình 3-17) và sử dụng công thức (3-20).

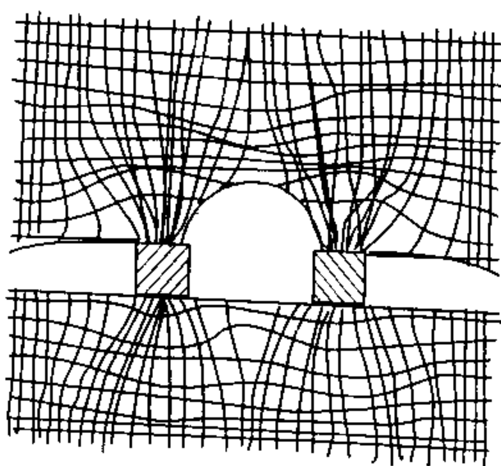
§5. TÍNH TOÁN TRỤ ĐÁ LƯU

5.1. Khái niệm chung

Trụ đá lưu (phần đá để lại giữa 2 lò) được bố trí hợp lí và có độ lớn đảm bảo sự làm việc bình thường của hầm mang ý nghĩa rất quan trọng trong việc xây dựng công trình ngầm. Nó làm giảm chi phí đầu tư, làm tăng hệ số khai thác, đặc biệt đối với việc xây dựng công trình ngầm có thể giảm tối đa kinh phí và thoả mãn các yêu cầu vận hành công trình. Bởi vậy, việc tính toán trụ đá lưu phải xét đến mọi khía cạch có liên quan đến nó.

Các yếu tố chính quyết định độ lớn của trụ đá là: độ lớn của hầm (chiều rộng, chiều dài và chiều cao của hầm), điều kiện đất đá phía trên hầm, độ cứng và chiều cao trụ đá, độ dốc của vỉa,.. Trụ đá có thể phải làm việc trong điều kiện chịu áp lực nén 1 trục, 2 trục hoặc 3 trục, tuỳ theo vai trò của trụ đá. Nó phải đảm đương được tự trọng của nó và toàn bộ trọng lượng đất đá ở bên trên.

Hiện nay vẫn chưa hoàn chỉnh cách phân tích, đánh giá chính xác về trạng thái, sự phân bố và độ lớn của ứng suất trong trụ đá. Tuy vậy, ứng suất tại tiết diện trụ đá phân bố không đều và ứng suất nén tập trung trên thân trụ đá là vấn đề đã được khẳng định bằng lí luận và thực tiễn (hình 3-18).



Hình 3-18. *Biểu đồ phân bố ứng suất trong đá xung quanh trụ đá*

Để xác định kích thước của trụ đá lưu một cách hợp lý, ngoài việc quan tâm đến quan hệ ứng suất bên trong trụ đá còn phải hiểu rõ hình thái và độ lớn biến dạng của trụ đá do tải trọng tác dụng vào nó và tính chất của vật liệu trụ đá. Độ bền chống nén rất quan trọng đối với vật liệu trụ lưu. Các giá trị cường độ tìm được trong phòng thí nghiệm thực sự tuỳ thuộc vào hình dạng và kích thước mẫu thí nghiệm, song nhiều trường hợp để thuận tiện nên chọn một giá trị nhất định.

Trong thực tế tính toán, do thành phần vật liệu trụ lưu, đặc điểm cấu tạo địa chất và do phá nổ, không thể dùng nguyên si cường độ chống nén xác định bằng

thí nghiệm mà phải sử dụng cường độ chống nén cho phép sau khi đã dùng một hệ số an toàn để hiệu chỉnh.

Trong tính toán trụ đá có hai phương pháp chính: Phương pháp xác định độ lớn của trụ đá và phương pháp kiểm tra sự an toàn của trụ đá cho trước. Ngoài ra, cần tính toán về sự phù hợp của vị trí và chức năng của trụ đá. Thông thường chỉ cần phương pháp tính toán gần đúng đối với các trụ đá được bố trí trên mặt bằng.

5.2. Các phương pháp cơ bản tính toán trụ đá

Các phương pháp này gồm có:

1. Phương pháp tính toán dựa trên giả thiết ứng suất phân bố không đều và có áp lực vòm phát sinh ở trụ đá.

2. Phương pháp tính toán với giả thiết ứng suất phân bố đều phát sinh ở trụ đá và sức chống nén giới hạn (σ_n) của trụ đá là không đổi.

3. Phương pháp tính toán với giả thiết ứng suất phân bố đều trong trụ đá và sức chống nén giới hạn tuỳ thuộc độ lớn và hình dạng trụ đá.

4. Phương pháp tính toán dựa vào lí thuyết đàn hồi.

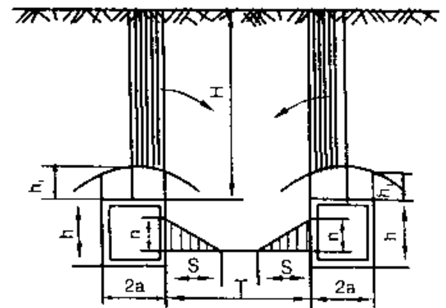
5. Phương pháp tính toán trên cơ sở kết quả thí nghiệm.

Các kích thước của trụ đá được xác định bằng các phương pháp nêu trên thường khác nhau. Bởi lẽ, có nhiều yếu tố chi phối cách xác định kích thước của trụ đá, có sự thiếu chính xác khi chọn các số liệu và những giả định ban đầu dùng để tính toán thiết kế.

1. Phương pháp tính toán với giả thiết ứng suất phân bố không đều và vòm áp lực phát sinh ở trụ đá.

Theo phương pháp này, khi đào 2 hầm liền kề nhau, trọng lượng địa tầng trong phạm vi vòm biến dạng phá hoại của hầm nào thì tác dụng vào hầm đó, phần trọng lượng địa tầng còn lại sẽ truyền xuống trụ đá (hình 3-19).

a. Phương pháp thứ nhất



Hình 3-19. *Sơ đồ tính toán trụ đá ở giữa 2 hầm*

Để xác định chiều rộng T của trụ đá cần tìm phần ảnh hưởng phân bố S của ứng suất phụ thêm xuất hiện do trọng lượng của đất đá có từ vòm biến dạng phá hoại đến mặt đất tác dụng lên trụ đá. Ứng suất phụ thêm phân bố theo hình tam giác, chiều dài đáy S được tìm ra nhờ biểu thức:

$$aH\gamma_0 - \left[h'a\gamma_0 + \frac{2}{3}(h_1 - h')a\gamma_0\right] - \frac{1}{2}nS = 0$$

γ_0 - dung trọng đất đá trên hầm.

Các ký hiệu khác xem trên hình 3-19.

Trong công thức, khi chấp nhận dung sai, bỏ qua các trị số trong ngoặc, dựa vào kết quả thí nghiệm ta có $\frac{n}{s} = 0,0795f_c$ - hệ số cường độ; $f_c = \frac{R_c}{100}$; R_n - cường độ giới hạn nén của địa tầng, thay vào công thức trên và giải ra ta được:

$$S = 5,2\sqrt{\frac{a\gamma_o H}{f_c}}$$

Chiều rộng trụ đá T trên thực tế cần thêm độ dung sai để nó lớn hơn 2S cho nên chọn hệ số an toàn là 2 và sau chót ta có:

$$T \geq 20\sqrt{\frac{a\gamma_o H}{f_c}}\ \text{, cm} \qquad (3\text{-}21)$$

Hay

$$T \geq 0,65\sqrt{\frac{a\gamma_o H}{f_c}}\ \text{, m} \qquad (3\text{-}21a)$$

Trong đó:

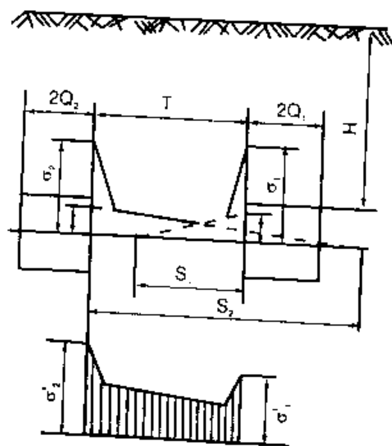
T – chiều rộng của trục đá, m;

f_c - lấy theo bảng PL-1;

γ - dung trọng của đất đá, T/m³;

H – chiều sâu đỉnh hầm, m;

a – nửa chiều rộng của hầm, m.



Hình 3-20. Biểu đồ phân bố ứng suất trong trụ đá giữa hai hầm.

Giả sử chiều rộng hai hầm khác nhau, trong tính toán ta lấy 1/2 chiều rộng đào hầm: $\sqrt{a} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{a_1} + \sqrt{a_2}\right)$.

Trong đó a_1, a_2 là nửa chiều rộng của từng hầm. Sau khi xác định được T, cần tiến hành kiểm tra độ an toàn của trụ đá. Việc kiểm tra này chỉ tiến hành đối với mặt cắt đi qua điểm giữa chiều cao trụ đá, nơi phát sinh ứng suất lớn nhất, cũng là mặt cắt tại điểm giữa của vách hầm (hình 3-20). Giá trị ứng suất nén phát sinh cho phép của trụ đá tương ứng theo điều kiện cân bằng sau đây:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_1' &= \sigma_1 + n_2\sigma_2\left(1 - \frac{T}{S_2}\right) \leq \left[\sigma_2 = R_n^{II}\right] \\ \sigma_2' &= \sigma_2 + n_1\sigma_1\left(1 - \frac{T}{S_1}\right) \leq \left[\sigma_n = R_n^{II}\right] \end{aligned}\right\} \qquad (3\text{-}22)$$

Trong đó:

σ_1, σ_2 - ứng suất pháp bổ sung của chu vi hầm xuất hiện tại đường nằm ngang ở giữa vách hầm;

$R_n^{''}$ - cường độ chịu nén cho phép của trụ đá lưu.

Các ký hiệu khác xem hình 3.20.

Trong công thức (3-22) chọn $n \geq 0,5(K - 1)$, $\sigma = \gamma H(K - 1)$ và $S = 5a$.

K - hệ số tập trung ứng suất với điểm giữa vách hầm (bảng 3.1).

Phương pháp thứ nhất này chỉ được áp dụng tại điều kiện độ sâu đào hầm H < 150m. Khi H > 150m thì hằng số (20 hoặc 0,65) trong công thức (3 - 21) phải chọn khác.

Nhược điểm cơ bản của phương pháp này là đơn thuần chỉ dựa vào cường độ chịu nén của trụ đá để tính độ lớn của trụ đá, không xét đến chiều cao của trụ đá. Trong công thức (3-21) lại có nhiều giả định ban đầu (hạn chế điều kiện biên). Các giả định này lại không xem xét một cách chính xác đặc điểm tiết diện ngang hầm, các tính chất cơ lí của trụ đá nên không thể phù hợp với thực tế.

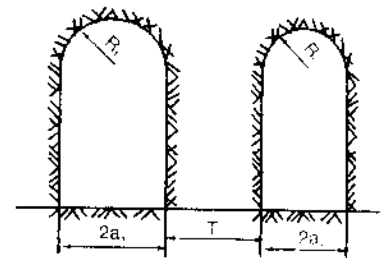
Ví dụ:

Có hai đường hầm chạy song song trong địa tầng đá vôi nứt nẻ, có $\gamma = 2,5$ t/m³, cường độ giới hạn chịu nén R_n = 300 KG/cm², nằm cách mặt đất 100m. Chiều rộng đào hầm khác nhau và có trị số $2a_1$ = 16m, $2a_2$ = 14m; chiều cao đều bằng 15m (hình 3-21). Hãy xác định kích thước trụ đá lưu giữa hầm số 1 và hầm số 2.

Bài giải:

Xác định hệ số độ cứng của đá:

$$F_C = \frac{R_n}{100} = \frac{300}{100} = 3$$



Hình 3- 21. *Sơ đồ vị trí hai hầm*

Xác định các giá trị còn lại theo công thức (3-21a)

- Bán kính chuyển đổi:

$$\sqrt{a} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{a_1} + \sqrt{a_2}\right) = \frac{1}{2}\left(\sqrt{\frac{16}{2}} + \sqrt{\frac{14}{2}}\right) = 2,74$$

$\Rightarrow a = 7,5$m

Thay giá trị a vào công thức (3-21a) để tính T.

$$T \geq 0,65\sqrt{\frac{a\gamma H}{f_C}} = 0,65\sqrt{\frac{7,5.2,5.100}{3}} = 16,3\text{m}$$

Chọn kích thước trụ đá T = 17m.

Dựa vào công thức (3-22) để kiểm tra độ an toàn của trụ đá. Muốn vậy, trước tiên tính các giá trị phụ trợ tương ứng tại mặt cắt ngang nằm giữa vách hầm có chiều rộng $2a_1$.

Tra bảng (3-1) tương ứng với h/2a = 15/2.7,5=1, ta được hệ số tập trung ứng suất K = 1,3. Suy ra:

$$n_1 = 0,5(K-1) = 0,5(1,3-1) = 0,15 \text{ và } S_1 = 5a = 5.7,5 = 37,5m$$

$$\sigma = (K-1)\gamma H = (1,3-1)2,5.100 = 75 \text{ T/m}^2$$

Thay các giá trị vừa tìm được vào công thức (3-22):

$$\sigma' = \sigma_1 + n_1\sigma_1\left(1 - \frac{T}{S_1}\right) = 75 + 0,15.75\left(1 - \frac{17}{37,5}\right) = 81,24 = 8,124 \text{ kG/cm}^2$$

Vậy trị số ứng suất phát sinh tại mặt cắt giữa vách hầm σ'=8,124 kG/cm². Tuy nhiên giá trị ứng suất này phải nhỏ hơn cường độ kháng nén 2 trục của đá trụ lưu. Thực tế tìm được bằng cách chia cường độ nén tương ứng cho hệ số an toàn, trị số này phải căn cứ vào tài liệu thí nghiệm cụ thể. Ở đây lấy 75 kG/cm² là 1/4 của cường độ nén một trục. Thành thử: $\sigma' = 8,124$ kG/cm² < $[\sigma_n]$ = 75 kG/cm².

Như vậy trụ đá lưu có T = 17m đảm bảo an toàn.

b. Phương pháp thứ hai.

Phương pháp này nêu ra điều kiện: chiều rộng của trụ đá T phải lớn hơn tổng chiều rộng BE, E'B' ứng với vòm biến dạng ở mỗi hầm và phần đá lưu còn dư ở giữa chúng (hình 3-22). Nghĩa là nó phải thoả mãn điều kiện:

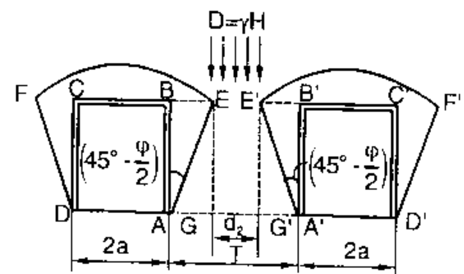
$$T \geq 2h\cotg\left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right) + d_2 \qquad (3\text{-}23)$$

Trong đó:

φ - góc ma sát trong của đá;

h - tổng chiều cao của hầm;

d_2 - chiều rộng phần còn dư phía ngoài vòm biến dạng.



Hình 3-22. *Sơ đồ tính trụ đá giữa 2 hầm (theo Stamatriu)*

Theo kết quả nghiên cứu của M.Stamatriu, cường độ chịu nén của mẫu hình lăng trụ đáy là hình vuông và cường độ chịu nén của mẫu hình lập phương kích thước khác nhau, có mối quan hệ sau đây:

$$R_n' = R_n\sqrt{\frac{l}{h}}$$

Trong đó:

$[R_n']$ - cường độ chống nén của mẫu lăng trụ đáy vuông, kG/cm²;

R_n - cường độ chống nén của mẫu lập phương vật liệu đồng nhất, kG/cm²;

H, *l* - chiều cao và cạnh đáy mẫu lăng trụ đáy vuông, cm.

Khối GEE'G' là khối lăng trụ chiều cao h, chiều cạnh đáy là d_2, có thể xác lập điều kiện cường độ như sau:

$$Pd_2^2 = R_n'd_2^2 = R_n\sqrt{\frac{d_2}{h}}.d_2^2$$

Hoặc : $$P = \gamma H \le R_n\sqrt{\frac{d_2}{h}}$$

Suy ra: $$d_2 = \frac{\gamma^2 H^2 h}{R_n^2}$$

Thực tế trong tính toán đầu tiên lấy độ lớn d_2 giả định tuỳ theo điều kiện địa chất và chức năng của hầm rồi thay vào công thức (3-23) (khi khó xác định R_n).

Nhược điểm của phương pháp này là khó xác định d_2 chính xác được và không thể khắc phục được thiếu sót của lí thuyết tạo vòm biến dạng phá hoại trong việc xác định chiều rộng của trụ đá.

2. Phương pháp tính toán trên cơ sở xem ứng suất phát sinh phân bố đều trong trụ đá và cường độ phá hoại không đổi

Phương pháp này không dùng khi đào nhiều hầm song song nhau và dựa trên các giả thiết sau:

1) Trụ đá chịu toàn bộ trọng lượng bản thân và trọng lượng đất đá trên hầm.

2) Ứng suất thẳng đứng phân bố đều tại mặt cắt ngang trụ đá. Thực tế ứng suất phân bố không đều nhưng được coi là phân bố đều vì xét đến hệ số an toàn.

3) Nhờ thí nghiệm, tìm được cường độ chống nén của trụ đá lưu nhưng khi kích thước tuyệt đối của mẫu thí nghiệm tăng và khi phát sinh sự tăng cường độ đối với mẫu có chiều cao nhỏ hơn chiều rộng của mẫu, và sự tăng cường độ nén một trục so với nén 2 trục thì đều được hiệu chỉnh bằng hệ số an toàn. Rút cục lại chọn giá trị bằng nhau.

Xác định điều kiện cân bằng cực hạn có xét đến độ an toàn của trụ đá như sau:

$$\gamma HS + hs\gamma_1 \le s\frac{R_n}{n} \quad (3\text{-}24)$$

Từ đây suy ra:

$$\frac{S}{s}=\frac{R_n}{nH\gamma}-\frac{h\gamma_1}{H\gamma} \quad (3\text{-}24a)$$

Trong đó:

S - diện tích tiết diện ngang của đá ở trên một trụ, m^2;

s - diện tích tiết diện ngang của trụ đá, m^2;

H - độ sâu từ mặt đất đến đỉnh trụ đá, m;

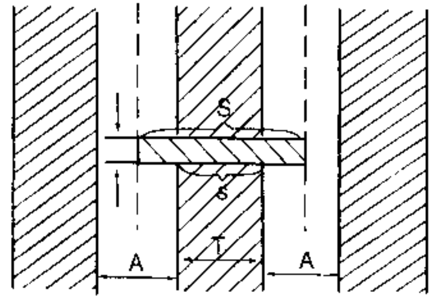
h - chiều cao trụ đá, m;

γ - dung trọng trung bình đất đá ở trên trụ lưu, T/m^3;

γ_1 - dung trọng trung bình của trụ đá, T/m^3;

R_n - cường độ kháng nén của đá trụ lưu qua thí nghiệm (mẫu lập phương cỡ 5-20cm) T/m^2;

n – hệ số an toàn cường độ, lấy n = 2,5 - 3.



***Hình 3-23**. Sơ đồ tính toán trụ đá kiểu tường*

a) Khi trụ đá kiểu tường (hình 3- 23).

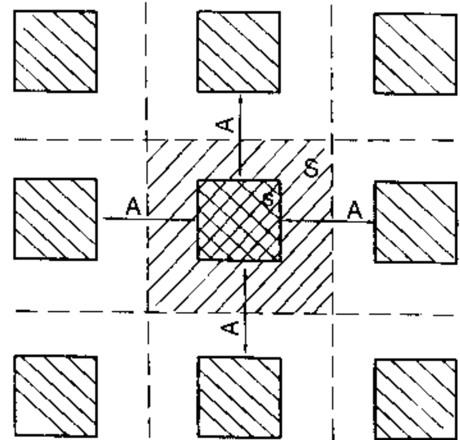
Xét một đơn vị chiều dài của tường đá ta có biểu thức sau:

$$\frac{S}{s}=\frac{A+T}{T}$$

Suy ra: $$T=\frac{A}{\frac{S}{s}-1} \quad (3\text{-}25)$$

Thay công thức (3-24a) vào (3-25) ta được:

$$T=\frac{A}{\frac{R_n}{nH\gamma}-\frac{h\gamma_1}{H\gamma}-1} \quad (3\text{-}25a)$$



***Hình 3-24**. Sơ đồ tính toán trụ đá hình vuông*

b) Khi trụ đá hình vuông (hình 3-24).

Xác định cạnh trụ đá theo biểu thức sau:

$$\frac{S}{s}=\frac{A+T^2}{T^2}$$

$$\left.\begin{aligned} T&=\frac{A}{\sqrt{\frac{S}{s}-1}} \\ T&=\frac{A}{\sqrt{\frac{R_n}{nH\gamma}-\frac{h\gamma_1}{H\gamma_0}-1}} \end{aligned}\right\} \quad (3\text{-}26)$$

c) Khi trụ đá hình chữ nhật cạnh là L (hình 3-25)

Ta có: $\dfrac{S}{s} = \dfrac{(A+T)(A+L)}{T.L}$

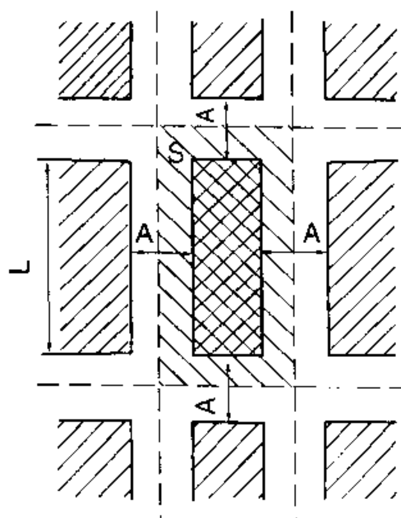
Suy ra: $$T = \frac{\frac{A^2}{L} + A}{\frac{S}{s} - \frac{A}{L} - 1} \qquad (3\text{-}27)$$

Kết hợp với công thức 3-24a:

$$T = \frac{A + \frac{A^2}{L}}{\frac{R_n}{n\gamma H} - \frac{\gamma_1 h}{\gamma H} - \frac{A}{L} - 1} \qquad (3\text{-}27a)$$

Đặt $C = \dfrac{T}{L}$ ta có:

$$T = \frac{2AC}{-C-1 \pm \sqrt{(C-1)^2 + 4C\left(\frac{R_n}{n\gamma H} - \frac{\gamma_1 h}{\gamma H}\right)}} \qquad (3\text{-}27b)$$

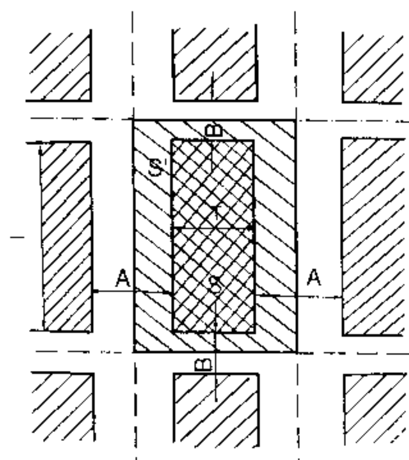


Hình 3-25. *Sơ đồ tính toán trụ đá hình chữ nhật*

d) Khi chiều rộng hầm khác nhau (hình 3-26)

Ta có: $\dfrac{S}{s} = \dfrac{(A+T)(B+L)}{T.L}$

Suy ra: $$T = \frac{A + \frac{AB}{L}}{\frac{S}{s} - \frac{B}{L} - 1} \qquad (3\text{-}28a)$$



Hình 3-26. *Sơ đồ tính toán trụ đá khi chiều rộng hầm khác nhau*

Kết hợp với công thức (3-24a) ta được:

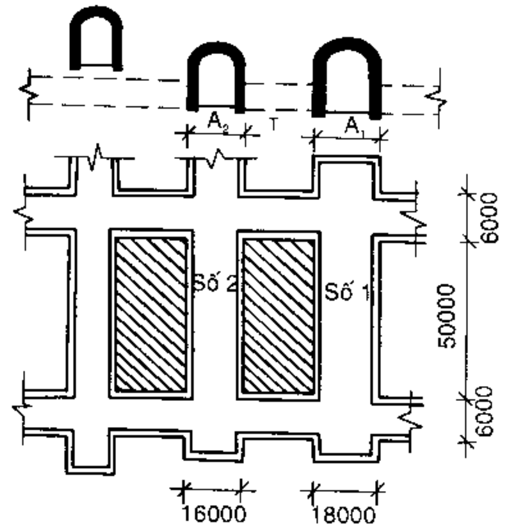
$$T = \frac{A + \frac{AB}{L}}{\frac{R_n}{nH\gamma} - \frac{\gamma_1 h}{\gamma H} - \frac{B}{L} - 1} \qquad (3\text{-}28b)$$

Phương pháp này có thể dùng để tính toán trụ đá lưu khi hầm có chiều cao lớn và hầm dài. Hạn chế của phương pháp này là chỉ áp dụng trong trường hợp phải xác định chính xác độ bền chống nén và hệ số an toàn n đúng với điều kiện tương ứng. Theo lý thuyết và thực tế, độ bền chống nén (khi xét đến tính chất cơ lý, tính nứt nẻ, độ phong hoá, thế nằm của vỉa (độ dốc của vỉa) của đá trụ lưu và những ảnh hưởng

phát sinh do đào hầm,...) thường nhỏ hơn giá trị thí nghiệm đồng thời, giá trị của hệ số an toàn cũng phải lấy lớn hơn tuỳ thuộc chức năng của hầm và các điều kiện có liên quan nêu trên.

Ví dụ:

Một công trình ngầm (hình 3-27) đào ở độ sâu 150m so với mặt đất và nằm trong tầng đá vôi bình thường, có $\gamma = 2{,}5T/m^3$. Hãy xác định trụ đá lưu giữa hai hầm số 1 và số 2.



Hình 3-27. *Sơ đồ bố trí công trình ngầm*

Bài giải:

Để xác định chiều rộng trụ đá lưu (T), theo công thức (3-28a), trước tiên tính chiều rộng cơ bản của các gian hầm:

$$\sqrt{\frac{A}{2}} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{\frac{A_1}{2}} + \sqrt{\frac{A_2}{2}}\right) = \frac{1}{2}\left(\sqrt{\frac{18}{2}} + \sqrt{\frac{16}{2}}\right) = 2{,}914$$

Vậy $A = 2 \times 8{,}49 \approx 17$ m.

Thay giá trị này và $\gamma = \gamma_1 = 2{,}5T/m^3$ vào công thức (3-28a):

$$T = \frac{17 + \frac{17 \times 10}{50}}{\frac{300}{3.150.2{,}5} - \frac{15.2{,}5}{150.2{,}5} - \frac{10}{50} - 1} = 15m$$

Tuy nhiên, trụ đá này là loại đá không có khe nứt sâu, các lớp đá nằm ngang cho nên, ta chọn chiều rộng trụ đá $T \geq \frac{1}{2}(A_1 + A_2) = \frac{1}{2}(18 + 16) = 17m$ là hợp lí.

§6. KHẢO SÁT VÀ QUAN TRẮC ÁP LỰC ĐẤT ĐÁ

6.1. Các phương pháp thí nghiệm về áp lực đất

1. Phương pháp thí nghiệm mô hình

Phương pháp nghiên cứu áp lực đất dựa vào các mô hình làm bằng vật liệu đồng nhất (paraphin, thạch cao, đất sét,..) có khả năng thể hiện về mặt hình dạng và tính chất cơ học của địa tầng tự nhiên tương tự. Công việc này đòi hỏi chế tạo vật liệu đồng nhất có sự mô tả chính xác (về mặt định lượng) các tính chất vật lí cơ học và hình học của chúng. Đây là một trong những phương pháp có hiệu quả

nhất trong phòng thí nghiệm. Nó có thể xác định được hiện tượng dịch chuyển của địa tầng, hiện tượng biến dạng và phá hoại, trạng thái ứng suất của đá và độ lớn của địa áp,...

2. Phương pháp thí nghiệm bằng mô hình đàn hồi quang học

Phương pháp này dựa vào quan hệ tuyến tính giữa ứng suất và biến dạng, vào tính chất của ánh sáng bị khúc xạ khi đi qua vật chất đẳng hướng quang học có ứng suất phát sinh, vào hệ số đàn hồi trong trường hợp bài toán phẳng, trong điều kiện hệ số Poisson không được đưa vào phương trình cân bằng.

Theo phương pháp này, trạng thái phân bố ứng suất của đá bao quanh hầm có thể được làm rõ nhưng, vật liệu làm mô hình (paraphin) không hoàn toàn phản ánh đúng thực tế. Vì thế, nó chỉ cho thấy hiện tượng phân bố ứng suất.

3. Phương pháp thực nghiệm

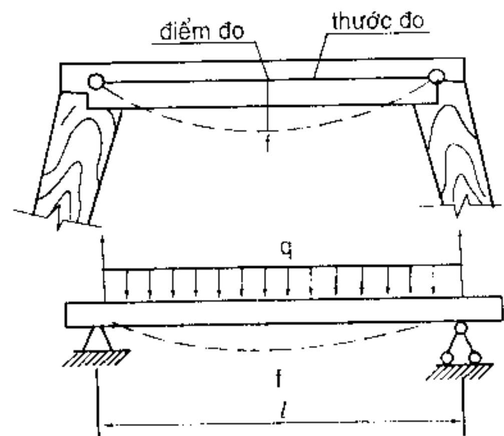
Phương pháp này có đặc điểm chính là dựa vào mô hình khối làm bằng chất liệu thực mô hình có kích thước thu nhỏ hoặc vật liệu đồng nhất. Kích thước thu nhỏ cho nên chế tạo mô hình và quan trắc hiện tượng rất khó, việc nghiên cứu được tiến hành trong quá trình vừa mô tả địa tầng phân lớp vừa cho mô hình quay rất khó rút ngắn thời gian.

6.2. Quan trắc hiện trạng áp lực đất

Các kết quả nghiên cứu lý thuyết về hiện tượng áp lực đất không thể phản ánh các điều kiện cụ thể ở hiện trường cho nên, đòi hỏi phải nghiên cứu áp lực đất ở hiện trường - phương pháp thí nghiệm hiện trường. Khi thí nghiệm hiện trường áp lực đất ở hiện trường có thể làm rõ độ lớn của áp lực đất, có liên quan đến trạng thái biến dạng và phá hoại của đá trong hầm, trạng thái làm việc của kết cấu chống đỡ và công trình ngầm, đồng thời có thể kiểm tra kết quả được tính toán theo lý thuyết. Vì vậy, người thiết kế nhất thiết phải tiến hành công việc này.

1. Phương pháp quan trắc đơn giản

Đây là phương pháp quan sát ghi chép thường xuyên, tổng hợp, phân tích trực tiếp hiện tượng xuất hiện khe nứt và đá rơi ở xung quanh đường hầm, mức độ biến dạng của chống lò để xác định hiện tượng áp lực đất. Khi các thanh chống lò tiếp nhận áp lực đất có hiện tượng thanh giằng bị võng (hình 3-28), thanh chống biến dạng (bị chùn lại hoặc nứt gẫy)



Hình 3-28. *Biến dạng thanh giằng*

Xác định tải trọng đứng phân bố đều (q) tác dụng lên chống lò:

$$q = \frac{384EJf}{5l^4L}, kG/cm^2 \quad (3\text{-}29)$$

Trong đó:

l - chiều dài tính toán của thanh giằng ngang, cm (thường chọn khoảng cách giữa các thanh bằng 2/3 đường kính cột chống);

f - độ võng của thanh giằng, cm;

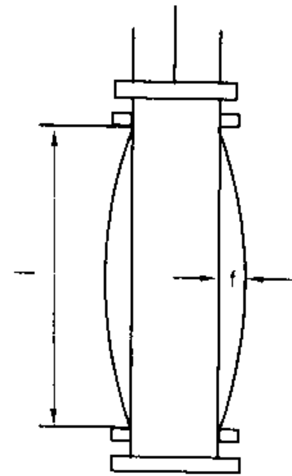
E - môđun đàn hồi vật liệu thanh giằng (gỗ thông E = 10÷12.10³kG/cm²);

J - mô men quán tính của thanh giằng, cm⁴;

L - khoảng cách khung chống lò, cm.

Trường hợp chống lò bị đứt gẫy, lúc đó xác định tải trọng phân bố đều tác dụng lên nó là:

$$q = \frac{W\sigma}{0{,}125l^2L}, kG/cm^2 \quad (3\text{-}30)$$



Hình 3 - 29. *Hình thái biến dạng của thanh kim loại mỏng*

Dựa vào sự biến dạng của cột chống để đo áp lực đất là phương pháp dùng rộng rãi. Muốn vậy ta gắn tấm thép mỏng (hình 3-29) vào vị trí cần đo trên cột chống (bằng thép, bê tông hoặc cột gỗ). Khi nhận áp lực đất tác dụng vào thanh chống bị chùn lại và thanh thép mỏng sẽ bị cong lên với khoảng cách lớn nhất đến cột là f. Lúc này ta tính được tải trọng (áp lực đất) tác dụng vào cây chống như sau:

$$P = EF\frac{\Delta l}{l}, T \quad (3\text{-}31)$$

Trong đó:

l - độ dài ban đầu của tấm kim loại mỏng;

Δl - độ chùn lại của tấm kim loại mỏng.

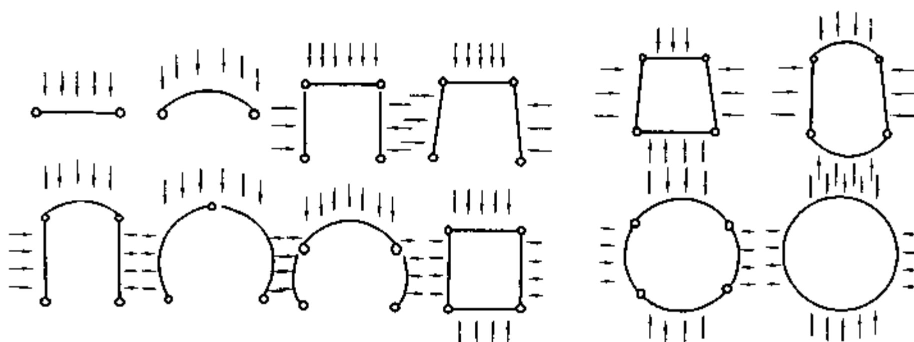
2- Phương pháp xác định áp lực đất bằng máy đo

Máy đo áp lực đất chủ yếu có: Địa áp kế điện, địa áp kế cơ, địa áp kế dùng dầu. Tuy nhiên, địa áp kế điện và địa áp kế cơ được dùng rộng rãi hơn cả.

Chương IV
TÍNH TOÁN VÌ CHỐNG Ở HẦM NGANG

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

Kết cấu chống đỡ (vì chống) trong hầm lò có thể dùng vật liệu bằng: gỗ, sắt thép, bê tông, BTCT, trụ đá và vật liệu hỗn hợp,v.v... Nếu phân loại theo hình dáng kết cấu ta có các kiểu khung: vì chống hình vuông, hình chữ nhật, hình thang, dạng vòm, dạng ôvan, hình tròn,... (hình 4-1).



Hình 4-1. *Các dạng hình học của khung vì chống hầm*

Ngoài ra, có thể phân loại theo kiểu kết cấu vì chống: kết cấu cứng và kết cấu mềm, v.v... Công tác chống lò phải đảm bảo tính ưu việt về kinh tế kỹ thuật, duy trì điều kiện làm việc bình thường của hầm. Do vậy phải chọn hình dạng, kết cấu và vật liệu thích hợp. Kết cấu và vật liệu vì chống lò phải thoả mãn yêu cầu sau đây:

- Đảm bảo thi công thuận lợi, chi phí bảo dưỡng đường hầm thấp;
- Diện tích chiếm ít nhất và trạng thái làm việc của kết cấu an toàn;
- Có khả năng chống cháy nổ, tính chịu nước cao, sử dụng được lâu dài;

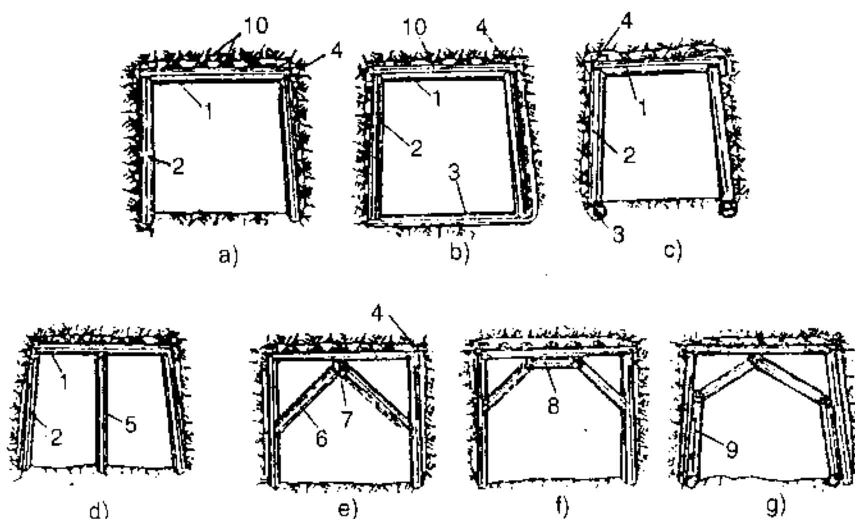
Bảng 4-1. Đặc điểm của một số vật liệu dùng để chống lò

Vật liệu vì chống	Cường độ tương đối		Độ dày tương đối của chống lò	Tuổi thọ của vì chống trong điều kiện bình thường	Ghi chú
	Uốn	Nén			
Gỗ	1	1	1	3 – 5 năm	Cường độ chịu nén của gỗ theo phương vuông góc với thớ gỗ
Bê tông	-	2,	1,0 – ,0	> 20 năm	
BTCT	10	2,3	0,8 – 1,5	> 20 năm	
Thép hình	12	50	0,3 – 0,5	12 – 15 năm	

Khi tính toán chống lò cần tính cường độ và độ bền vững dưới tác dụng của áp lực chủ động (áp lực đất, trọng lượng vật liệu) và áp lực bị động (phản lực đàn hồi phát sinh từ địa tầng), trường hợp bình thường chỉ cần tính toán độ bền vững là đủ.

§2. TÍNH TOÁN VÌ CHỐNG BẰNG GỖ

2.1. Kết cấu vì chống bằng gỗ



Hình 4-2. Các chi tiết cơ bản của vì chống bằng gỗ:

1 - Dầm đỡ; 2 - Cột chống; 3 - Thanh kê đáy; 4 - Nêm; 5 - Cột đỡ; 6 - Kéo đỡ; 7 - Thanh ngang; 8 - Dầm phụ; 9 - Cột đỡ phụ; 10 - Ván lát (thanh chèn nóc).

Vì chống bằng gỗ thường được dùng cho các hầm có niên hạn sử dụng 5-6 năm. Nó có dạng hình thang cân hoặc hình vuông. Các thanh gỗ có đường kính $\Phi = 15 \div 30$cm và thường bằng gỗ thông. Khung vì chống hình thang, cột chống được dựng nghiêng $80^o \div 85^o$ so với đáy, khoảng cách giữa các khung lấy từ $0,5 \div 1,0$m (trường hợp cần thiết có thể bố trí dày hơn). Khoảng cách giữa các khung bố trí thêm các thanh chèn. Tại hai đầu dầm và cột phải có các nêm để neo chặt khung vào vách đá. Chỗ nối dầm và cột phải gia công phù hợp với phương của áp lực đất tác dụng (hình 4-3).

Hình 4-3. *Cấu tạo điểm nối dầm và cột*

Khi khung hình thang không đủ chịu được áp lực đất cần bố trí thêm các thanh tăng cường phù hợp với điều kiện địa chất phức tạp, địa tầng đất yếu đá nứt nẻ mạnh.

2.2. Tính toán vì chống lò bằng gỗ

Cách tính toán này dựa vào việc xác định mặt cắt của các cây chống: dầm, cột, gỗ chèn và các thanh xiên,... hoặc kiểm tra ứng suất tại mặt cắt cho trước của các cây chống.

1. Tính toán vì chống hình tứ giác

a. *Trường hợp hình tứ giác vuông.*

(1) Tính toán dầm xà.

Trong tính toán coi dầm là dầm đơn giản có sơ đồ tải trọng phù hợp với điều kiện địa chất. Sơ đồ tải trọng được chia làm hai loại: Tải trọng phân bố dạng parabôn ($f_c \geq 5$), tải trọng phân bố đều ($f_c < 5$) tác dụng (§4 chương III).

Dựa vào sơ đồ tải trọng, tại mặt cắt chính giữa dầm đơn giản xuất hiện mômen uốn lớn nhất cho nên, cần thiết phải gia cường thêm. Mặt cắt thiết yếu này được xác định nhờ công thức:

$$W = \frac{M_{max}}{[\sigma_u]} \quad (4\text{-}1)$$

Trong đó:

W - mômen quán tính của tiết diện dầm, cm^3 (bảng PL-21);

M_{max} - mômen uốn cực đại sinh ra trong dầm, kG.cm;

$[\sigma_u]$ - ứng suất uốn cho phép của vật liệu dầm, kG/cm^2 (bảng PL-4)

Từ công thức 4.1, tính được đường kính của dầm tiết diện tròn theo công thức sau:

+ Khi hệ số cường độ địa tầng $f_c \geq 5$ và thời gian sử dụng đến 1 năm:

$$d = 1{,}61a\sqrt[3]{\frac{\gamma L}{[\sigma_u]f_c}} \quad (4\text{-}2)$$

+ Khi $f_c \geq 5$ và thời gian sử dụng trên 1 năm:

$$d = 2,04a\sqrt[3]{\frac{\gamma.L}{[\sigma_u].f_c}} \quad (4\text{-}2a)$$

+ Khi $f_c < 5$:

$$d = 1,743\sqrt[3]{\frac{a^2h_1\gamma L}{[\sigma_u]}} \quad (4\text{-}2b)$$

Trong đó:

d - đường kính tối thiểu của dầm, cm;
a - nửa chiều rộng của hầm, cm;
γ - dung trọng đất đá, kg/cm^3;
L - khoảng cách giữa các trục của vì chống, cm;
f_c- lấy theo bảng 1 ở phần phụ lục;
h_1 - chiều cao của vòm biến dạng cân bằng tự nhiên (công thức 3-8).

Trường hợp áp lực đất tác dụng lên dầm được xác định bằng thí nghiệm, đường kính dầm tính theo công thức sau:

+Khi tải trọng phân bố dạng parabôn:

$$d = 147\sqrt[3]{\frac{p.a.I}{[\sigma_1]}} \quad (4\text{-}2c)$$

+Khi tải trọng phân bố đều:

$$d = 1,71\sqrt[3]{\frac{q.a^2.L}{[\sigma_u]}} \quad (4\text{-}2d)$$

Trong đó:

$p = \frac{4}{3}\gamma a h_1$ - hợp lực của tải trọng phân bố dạng parabon tác dụng lên đơn vị chiều dài hầm, kG/cm^2;

$q=\gamma h_1$- tải trọng phân bố đều tác dụng lên đơn vị chiều rộng, kG/cm^2.

(2) Tính toán ván chèn

Ván chèn được xem là dầm đơn giản có chiều dài bằng khoảng cách giữa 2 trục của vì chống và chiều dày của ván chèn tính theo công thức:

$$e = 0,87L\sqrt{\frac{\gamma h_1}{[\sigma_u]}} \quad (4\text{-}3)$$

Ván chèn thường dùng loại cây gỗ xẻ đôi (hình bán nguyệt) cho nên độ dày của nó phải lấy bằng 1,5 ÷ 2,0 lần độ dày theo tính toán (e).

c) Tính toán cột chống

Kích thước tiết diện cột chống thường lấy bằng tiết diện của dầm, xà và phải kiểm tra cường độ chịu nén. Cột chống chịu nén dọc trục phải thoả mãn điều kiện:

$$\sigma_n = \frac{A}{F.\varphi} \le [\sigma_n] \qquad (4\text{-}4)$$

Trong đó:

σ_n - ứng suất nén phát sinh trong cột, kG/cm²;
A - lực truyền từ dầm xà vào cột, kG;
F - diện tích tiết diện cột, cm²;
$[\sigma_n]$ - ứng suất giới hạn của vật liệu cột, kG/cm² (bảng PL-4);
φ - hệ số uốn dọc (φ = 1 ÷ 0,007, $\frac{l}{i}$, l - độ dài cột, cm; i-bán kính quán tính tối thiểu tiết diện cột. Bảng và PL-21).

2. Trường hợp vì chống hình thang

Phương pháp tính toán cơ bản giống trường hợp hình tứ giác vuông, ở đây chỉ khác là lực truyền từ dầm xà xuống cột ở trạng thái bị nghiêng. Khi có cả áp lực ngang thì cột và xà đều được tính theo tải trọng nén và lực uốn.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{F.\varphi} \pm \frac{M_{max}}{W} \le [\sigma] \qquad (4 - 5)$$

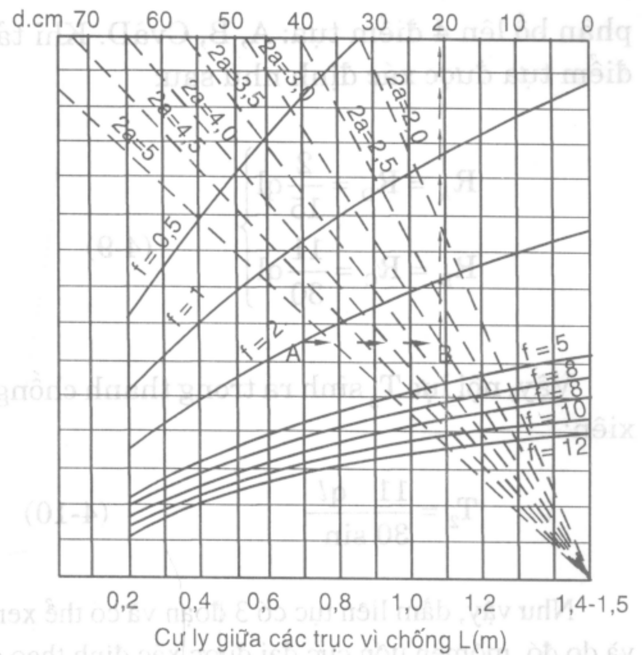
Trong đó:

$\sigma_{max,min}$ - ứng suất phát sinh trong cấu kiện, kG/cm²;
N - tải trọng tác dụng lên cột, kG;
W - mômen chống cắt của cấu kiện, cm³ (Bảng PL-21);
M_{max} - mômen uốn cực đại, kG/cm;
φ - hệ số uốn dọc;
$[\sigma]$ - ứng suất cho phép, kG/cm² (bảng PL-4).

Có thể dựa vào biểu đồ (hình 4-4) để xác định đường kính của dầm xà bằng gỗ đối với hầm vận tải. Ví dụ, đường hầm có chiều rộng 2a = 3m đi qua địa tầng có f_c = 2, khoảng cách giữa các vì chống bằng gỗ là 0,7m, ta xác định đường kính dầm xà như sau:

Trên hình 4-4, tìm giao điểm A của đường f_c = 2 với đường kẻ dọc có L = 0,7m; từ A dóng ngang được giao điểm B nằm trên đường 2a = 3m. Sau đó, từ B kẻ

đường song song với trục tung, gặp trục d tại điểm có giá trị đường kính dầm xà cần tìm là d = 22cm.



Hình 4-4. *Biểu đồ tìm đường kính dầm*

2. Tính toán khung gia cường

Sau đây sẽ đề cập đến phương pháp tính toán khi gia cường bằng thanh chống xiên có hai điểm tựa là kiểu vì chống xiên đơn giản thông dụng.

a. Trường hợp gia cường vì chống bằng thanh chống xiên đơn giản

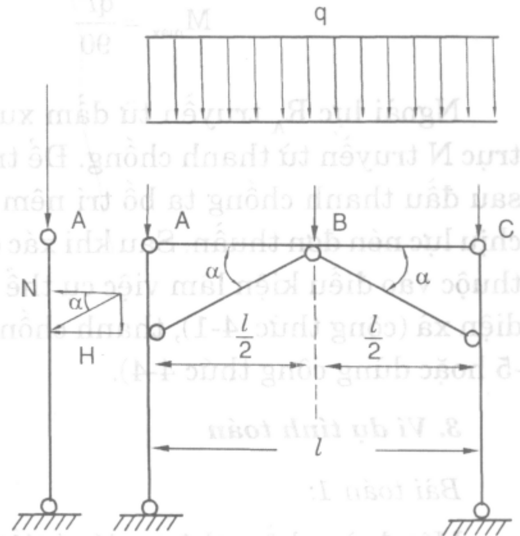
Sơ đồ tính toán thể hiện trên hình 4-5. Tải trọng phân bố đều tác dụng lên các điểm A, B và C gây ra phản lực phải thoả mãn điều kiện sau đây:

$$\left.\begin{aligned} R_A &= R_C = \frac{3}{16}ql \\ R_B &= \frac{5}{8}ql \end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}6)$$

Trong đó:

q - Tải trọng phân bố đều, kG/cm²;

l - Chiều rộng đường hầm, cm.



Hình 4-5. *Sơ đồ tính thanh chống lò có thanh chống xiên đơn giản*

Nội lực phát sinh trong thanh chống xiên T_1 là:

$$T_1 = \frac{R_B}{2\sin\alpha} = \frac{5}{16}\frac{ql}{\sin\alpha} \qquad (4\text{-}7)$$

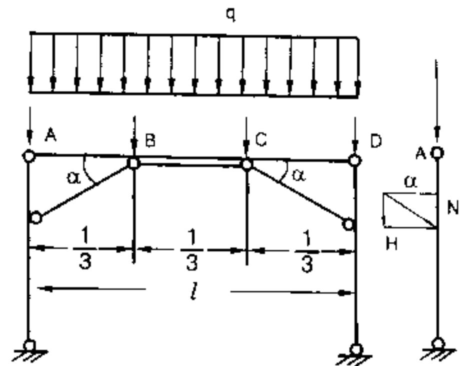
Như vậy, có thể tính toán xà như một dầm liên tục có hai đoạn hoặc để đơn giản hơn trong tính toán có thể xem là hai dầm đơn giản AB và BC; Mômen uốn cực đại xác định như sau:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{32} \qquad (4\text{-}8)$$

b. Trường hợp thanh chống xiên có hai khớp gối

Sơ đồ tính được thể hiện trên hình 4- 6. Trong trường hợp này tải trọng được

phân bố lên 4 điểm tựa: A, B, CvàD. Khi tải trọng phân bố đều, phản lực tại các điểm tựa được xác định như sau:



$$\left.\begin{aligned} R_A = R_D = \frac{2}{15}ql \\ R_B = R_C = \frac{11}{30}ql \end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}9)$$

Vậy, nội lực T_2 sinh ra trong thanh chống xiên:

$$T_2 = \frac{11}{30}\frac{ql}{\sin} \qquad (4\text{-}10)$$

Hình 4-6. *Sơ đồ tính thanh chống xiên có hai điểm tựa*

Như vậy, dầm liên tục có 3 đoạn và có thể xem là 3 dầm đơn giản AB, BC và CD để tính và do đó, mômen uốn cực đại được xác định theo công thức:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{90} \qquad (4\text{-}11)$$

Ngoài lực R_A truyền từ dầm xuống cột chống còn có lực ngang H và lực dọc trục N truyền từ thanh chống. Để triệt tiêu mômen uốn do lực H gây ra, tại phía sau đầu thanh chống ta bố trí nêm gắn chắc vào vách đá làm cho cột chống chỉ chịu lực nén đơn thuần. Sau khi xác định được nội lực tại các tiết diện cấu kiện,tuỳ thuộc vào điều kiện làm việc cụ thể ta có thể xác định mômen kháng của các tiết diện xà (công thức 4-1), thanh chống xiên (công thức 4-4), cột chống (công thức 4 -5 hoặc dùng công thức 4-4).

3. Ví dụ tính toán

Bài toán 1:

Một đường hầm thông gió có tiết diện hình thang chiều cao 2,48m, chiều rộng trần hầm 3,5m, nằm trong tầng cát kết tương đối rắn chắc. Khoảng cách giữa các vì chống là 0,7m, niên hạn sử dụng trong 1 năm. Hãy tính toán vì chống hình thang bằng gỗ này.

Bài giải:

Từ bảng ở PL-1 được: $f_c = 6$; $\gamma = 2,8$ T/m³. Ở đây $f_c < 5$ và niên hạn sử dụng là 1 năm nên ta dùng công thức (4 –2) để xác định đường kính dầm:

$$d = 1{,}61a\sqrt[3]{\frac{\gamma.L}{[\sigma_u]f_c}} = 1{,}61.\frac{350}{2}\sqrt[3]{\frac{70\times 0{,}0028}{70\times 6}} = 21{,}3\text{cm. Lấy } d = 22 \text{ cm}$$

(*) Tra bảng PL-4, gỗ thông có $[\sigma_u] = 70kG/cm^2$.

Đường kính của cột chống lấy bằng đường kính dầm. Dùng công thức (4- 4) để kiểm tra cường độ như sau:

$$A = \frac{P}{2\cos\alpha} = \frac{2a^2\gamma L}{3f_c\cos 10^0} = \frac{2\times 175^2\times 0,0028\times 70}{3\times 6\times 0,982} = 680kG$$

$$\varphi = 1 - 0,007\frac{l}{i} = 1 - 0,007\frac{\frac{248}{\sin 80^0}}{\frac{d}{4}} = 1 - 0,007\frac{251,83}{5,5} = 0,679$$

(*) Tra bảng PL-21 cũng được i = 5,5

Thay các kết quả trên vào công thức (4-4) để tính ứng suất trong cột:

$$\sigma_n = \frac{A}{F.\varphi} = \frac{680}{3,14\times 11^2\times 0,679} = 2,65kG/cm^2$$

Tra bảng PL-4 ta được $[\sigma_n] = 60kG/cm^2$.

Vậy cột chống đảm bảo rất an toàn ($\sigma_n = 2,65kG/cm^2 < [\sigma_n] = 60kG/cm^2$)

Tính toán ván chèn theo công thức (4-3):

$$e = 0,87L\sqrt{\frac{\gamma.a}{[\sigma_u].f_c}} = 0,87\times 70\sqrt{\frac{0,0028\times 70}{70\times 6}} = 2$$

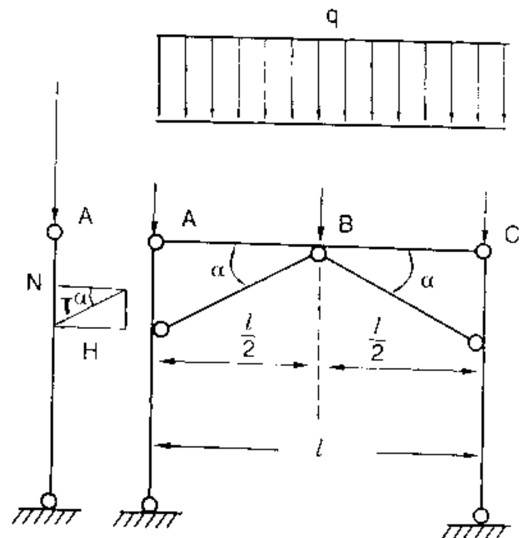
Khi ván chèn dùng gỗ hình bán nguyệt thì chiều dày của nó là 2,0 × 2 = 4cm.

Bài toán 2:

Một đường hầm ngang tiết diện tứ giác vuông được đào qua địa tầng đất đá yếu, dùng một vì chống bằng gỗ. Dầm chịu tải trọng phân bố đều q = 3,5T/m có chiều dài l = 2,8m. Thanh chống xiên dài 1,63m nghiêng 30° và cột chống dài 2,4m (hình 4-6a). Hãy tính toán chống lò dùng gỗ thông.

Bài giải:

Phản lực phát sinh tại các điểm tựa A, B và C của dầm được tính theo công thức 4-6:



Hình 4-6a. *Sơ đồ tính vì chống có thanh xiên đơn giản*

$$R_A = R_C = \frac{3}{16}ql = 0,1875 \times 3,5 \times 2,8 = 1,84T$$

$$R_B = \frac{5}{8}ql = 0,625 \times 3,5 \times 2,8 = 6,125T$$

Giả sử chọn đường kính của dầm d = 20cm. Dầm chịu uốn cho nên kiểm tra tiết diện bằng công thức (4-1):

$$\sigma_u = \frac{M_{Max}}{W} = \frac{8500}{785} \approx 106kG/cm^2 > [\sigma_u] = 90kG/cm^2$$

kích thước dầm đã chọnkhông thoả mãn.

(Tra bảng PL-21 được W = 785cm³ và $M_{max} = \frac{ql^2}{32} = \frac{3,2 \times 2,8^2}{32} = 0,85'$).

Vậy chọn d = 22cm và kiểm tra lại:

$\sigma_u = \frac{M_{max}}{W} = \frac{8500}{785} \approx 79,9kG/cm^2 < [\sigma_u] = 90kG/cm^2 \Rightarrow$ Dầm đảm bảo an toàn.

Xác định lực tác dụng vào thanh chống xiên (công thức 4-7):

$$T_1 = \frac{R_B}{2\sin 30^0} = \frac{6,125}{2 \times 0,5} = 6,125T$$

Giả sử chọn đường kính thanh chống xiên d = 20cm; dùng công thức (4-4) kiểm tra khả năng chống nén của thanh:

$\sigma_u = \frac{T_1}{F.\varphi} = \frac{6125}{3,14 \times 10^2 \times 0,77} = 25,3kG/cm^2 < [\sigma_u] = 80kG/cm^2 \Rightarrow$ Thanh chống thoả mãn yêu cầu. $\left(\varphi = 1 - 0,007\frac{l}{i} = 1 - 0,007\frac{168}{5} = 0,77\right)$.

Kiểm tra khả năng chịu tải của cột chống theo công thức (4 - 4). Khi thanh chống xiên có một đầu được ngàm chặt vào vách hầm thì không cần kiểm tra đối với lực ngang H tác dụng vào cột.

$$\sigma_n = \frac{R_A + N}{f.\varphi} = \frac{1840 + 3075}{3,14 \times 10^2 \times 0,66} = 23,7kG/cm^2 < [\sigma_n] = 80kG/cm^2$$

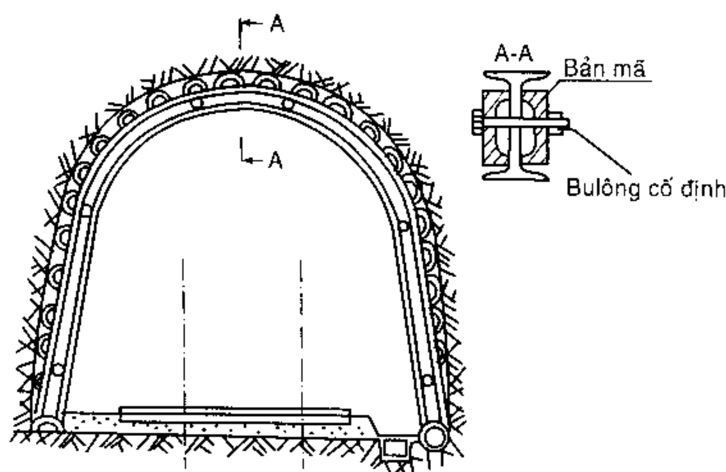
Trong đó:

R_A = 1,84T

N = T_1 sina = 6,15×0,5 = 3,075T

$$\varphi = 1 - 0,007\frac{l}{i} = 1 - 0,007\frac{140}{5} = 0,66$$

Vậy đường kính cột d = 20cm là an toàn.



Hình 4-7. Cấu tạo vì chống cứng dạng vòm

§3. TÍNH TOÁN VÌ CHỐNG BẰNG THÉP

3.1. Cấu tạo vì chống thép

Vì chống bằng thép được dùng nhiều trong các đường hầm quan trọng, có áp lực đất lớn hoặc thời gian sử dụng lâu dài, đặc biệt trong hầm khai thác than. Vì chống thép có các kiểu: vì hình thang, hình tứ giác, hình vòm, hình tròn,... Vì chống hình thang thường dùng thép hình I hoặc ray cũ cho niên hạn sử dụng từ 2-3 năm và ở vùng có điều kiện địa chất ổn định (tính theo thuyết tạo vòm phá hoại).

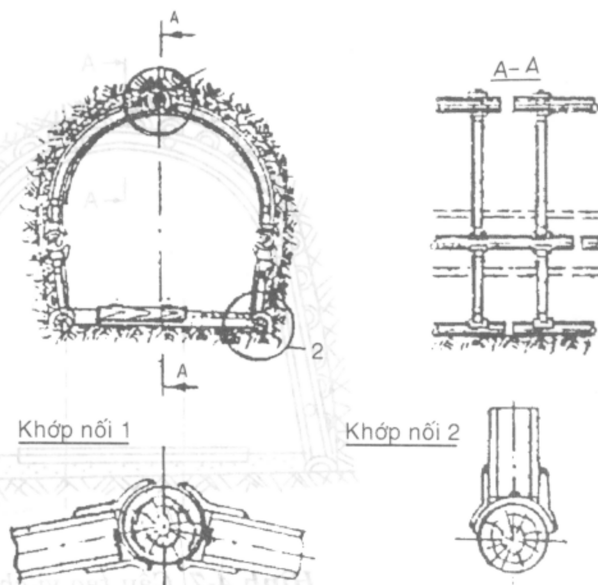
Vì chống dạng vòm thích hợp đối với trường hợp áp lực đất tương đối lớn và theo cấu tạo chia ra: vì chống kết cấu cứng và vì chống kết cấu mềm. Vì chống kết cấu cứng thường dùng cho đường hầm vận chuyển chính ít chịu ảnh hưởng của quá trình khoan nổ mìn. Vật liệu sử dụng thường dùng ray cũ hoặc thép hình chữ I được liên kết bằng bulông (số lượng ≥ 4 cái bulông).

Vì chống kết cấu mềm được sử dụng đối với trường hợp địa áp luôn thay đổi do ảnh hưởng của quá trình khai đào gây ra áp lực co dãn thường xuyên. Vì chống kết cấu mềm bao gồm 3 loại:

- Vì chống có 5 khớp nối;
- Loại mặt cắt khớp nối dạng máng nước;
- Loại mặt cắt hình tròn;

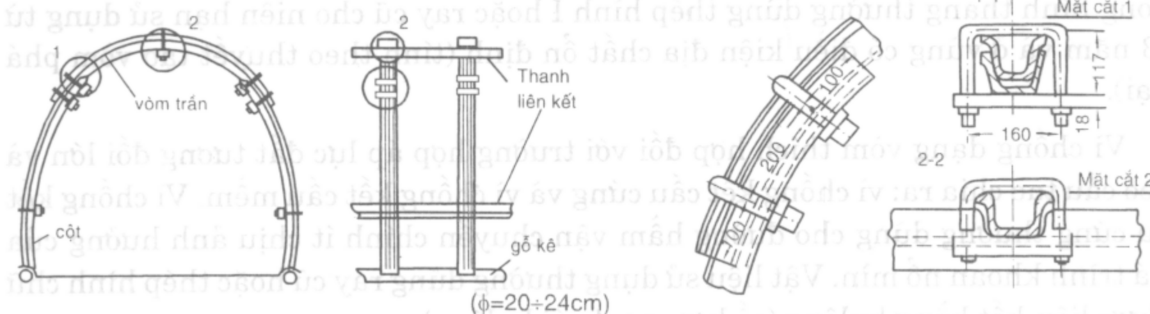
Vì chống có 5 khớp nối làm bằng thép chữ I hoặc ray cũ. Tại mối nối có đặt đệm bằng gỗ thông (hình 4-8). Kiểu này được dùng cho trường hợp tải trọng không đối xứng. Nhờ có các khớp nên duy trì được trạng thái làm việc bình thường. Các

đệm bằng gỗ thông, khi có áp lực tác dụng, có thể giảm 50 ÷ 60 % đường kính, đảm bảo khả năng co dãn cần thiết của vì chống.



Hình 4-8. Cấu tạo vì chống thép kết cấu mềm có đệm gỗ thông ở khớp nối

Vì chống kết cấu mềm có khớp nối dạng máng nước có khả năng đảm bảo sự co dãn tốt nhất. Nó được chia thành 2 phần: Vòm và cột (hình 4-9). Vòm và cột được nối với nhau tại điểm nối (1) và chồng lên nhau. Khi có lực xung chúng sẽ trượt lên nhau (khoảng 20 ÷ 30cm) đảm bảo tính co dãn cần thiết. Như vậy, vấn đề cơ bản đặt ra ở đây là việc giải quyết cấu tạo mối nối và khả năng co dãn của kết cấu mềm của vì chống khi áp lực đất tăng lên đột ngột. Khi dùng vì chống co dãn, phần đào quá phía sau vì chống phải được chèn lại thật chắc chắn.



Hình 4-9. Cấu tạo vì chống mềm dạng vòm mặt cắt hình máng nước

3.2. Cách tính vì chống bằng thép

1. Trường hợp vì chống hình thang

Nguyên lý tính vì chống lò hình thang bằng thép giống phương pháp tính toán vì chống bằng gỗ hình thang. Vì chống phải đảm bảo chịu được mômen uốn lớn nhất được xác định theo điều kiện tải trọng. Xác định mômen kháng uốn cần thiết W theo biểu thức:

$$W = \frac{M_{max}}{[\sigma_u]} \qquad (4-12)$$

Trong đó:

$M_{max} = \frac{5}{16}p.a$ – mômen uốn lớn nhất khi tải trọng phân bố dạng parabon, kG.cm;

$M_{max} = \frac{p.a}{4}$ - mômen uốn lớn nhất khi tải trọng phân bố đều, kG.cm.

p - lực tác dụng vào một thanh dầm, kG;

a - khoảng cách vì chống, cm;

$[\sigma_u]$ - ứng suất uốn cho phép của thép làm vì chống, kG/cm².

Khi xác định được W ta tính được kích thước phù hợp của dầm bằng cách tra bảng. Đối với cột chống bằng thép cũng xác định như đối với cột gỗ vì chống hình thang.

2. Trường hợp vì chống cứng dạng cung tròn (hình 4-10)

Sơ đồ tính thể hiện trên hình 4-10 gồm hai thanh liên kết với nhau tại đỉnh vòm bằng bulông và có gỗ kê lót ở chân cột.

Cường độ tải trọng phân bố đều q là:

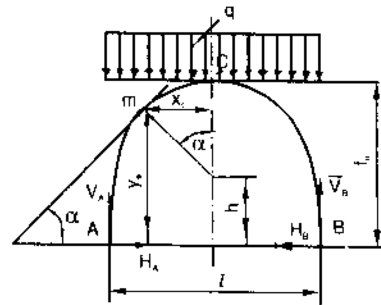
$$q = h_1 \gamma . L, \quad T/m \qquad (4 - 13)$$

Trong đó:

h_1 - chiều cao cung vòm cân bằng (theo công thức 3 - 8), m;

γ - dung trọng đất đá, t/m³;

L - khoảng cách giữa các trục vì chống, m.



Hình 4-10. Sơ đồ tính vì chống kết cấu cứng

Phản lực gây ra tại khớp nối A và B (lực ngang H; lực đứng V) là:

$$\left.\begin{aligned} H = H_A = H_B = \frac{ql^2}{8f_0} \\ V = V_A = V_B = \frac{ql}{2} \end{aligned}\right\} \qquad (4 - 14)$$

Như vậy có thể tìm được vị trí tiết diện có ứng suất lớn nhất như sau:

$$\left.\begin{aligned} x_0 = \sqrt{r^2 - \frac{l^4}{64f_0^2}} \\ y_0 = \sqrt{r^2 - x_0^2} + h \end{aligned}\right\} \qquad (4 - 15)$$

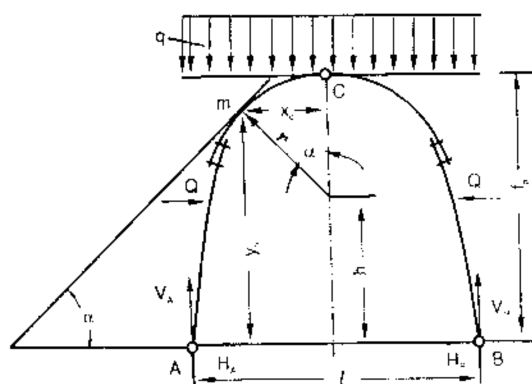
Nội lực tại tiết diện nguy hiểm nhất tính bằng biểu thức sau:

$$\left.\begin{aligned} M_{max} &= V\left(\frac{l}{2}-x_0\right)-\frac{q}{2}\left(\frac{l}{2}-x_0\right)^2-Hy_0 \\ N_{x_0} &= q\left(\frac{l}{2}-x_0\right)\frac{x_0}{r}-\frac{ql}{2}.\frac{x_0}{r}-H\frac{y_0-h}{r} \end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}16)$$

Sau khi đã xác định được nội lực, tìm mặt cắt bằng cách coi thanh chịu uốn bởi M_{max} (công thức 4-12), rồi dựa vào công thức (4-5) tiến hành kiểm tra mặt cắt của thanh chịu nén lệch tâm đối với mặt cắt này.

3. Trường hợp vì chống mềm dạng cung tròn (hình 4-11)

Sau đây chỉ đề cập đến vì chống kết cấu mềm dạng cung tròn bằng thép có mối nối hình máng nước (loại thép đặc biệt nặng 18kg/m và 28kg/m). Kết cấu vì chống loại này có khả năng co dãn tốt hơn so với làm bằng vật liệu khác (thép chữ I hoặc ray...). Sơ đồ tính được thể hiện trên hình 4-11. Như trên hình vẽ cho thấy, vì chống có 3 khớp chịu tác dụng của tải trọng chủ động q và áp lực bị động (phản lực đàn hồi) Q.



Hình 4 – 11. *Sơ đồ tính vì chống kết cấu mềm*

Cường độ áp lực chủ động q tác dụng lên 1m chiều rộng của đường hầm là:

$$q = \gamma h_1 L \quad (4\text{-}17)$$

Tải trọng q tác dụng vào vòm rồi truyền cho cột (thanh sườn) làm cho cột bị biến dạng về phía vách hầm gây ra phản lực đàn hồi (áp lực bị động Q) chống lại sự biến dạng của cột (thanh sườn). Có nhiều phương pháp xác định phản lực đàn hồi Q. Trong tính toán vì chống kết cấu mềm có thể dùng công thức thực nghiệm gần đúng của S.I.Tretanôp như sau:

$$Q = K\frac{q}{100} \quad (4\text{-}18)$$

Trong đó:

Q - hợp lực của phản lực đàn hồi;

K - hệ số phản lực đàn hồi của địa tầng vách hầm, lấy theo bảng 4-2.

Bảng 4-2. Giá trị hệ số K

Chiều rộng lòng hầm (m)	5,5	6,5	7,5	8,5	9,5	10,5
K	38,27	42,80	47,85	53,50	59,0	66,0

Trên sơ đồ các phản lực (thẳng đứng, nằm ngang) phát sinh tại điểm tựa A và B được tính như sau:

$$\left.\begin{aligned} H = H_A = H_B &= \frac{ql^2}{8f_0} - \frac{\gamma Q}{f_0} \\ V = V_A = V_B &= \frac{ql}{2} \end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}19)$$

Xác định vị trí mặt cắt m có ứng suất lớn nhất theo công thức:

$$\left.\begin{aligned} x_0 &= \sqrt{\frac{r^2q^2 - (H+Q)^2}{q^2}} \\ y_0 &= \sqrt{r^2 - x_0^2} + h \end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}20)$$

Tại mặt cắt m (tiết diện nguy hiểm) có nội lực là:

$$\left.\begin{aligned} M_{max} &= V\left(\frac{l}{2} - x_0\right) - \frac{q}{2}\left(\frac{l}{2} - x_0\right)^2 - Hy_0 - Q(y_0 - h) \\ N_{x_0} &= -A\frac{x_0}{r} + q\left(\frac{d}{2} - x_0\right)\frac{x_0}{r} - H\frac{y_0 - h}{r} - Q\frac{y_0 - h}{r} \end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}21)$$

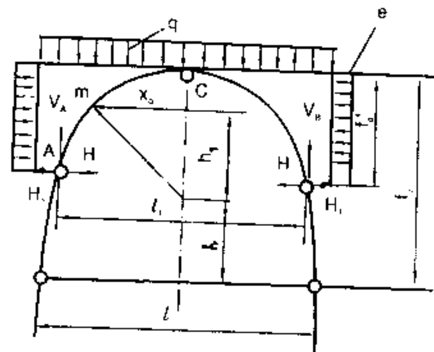
Sau khi xác định M_{max} và N_{x_0}, ta xác định tiết diện nguy hiểm giống như thanh chịu uốn có mômen cực đại M_{max}. Tiếp theo kiểm tra tiết diện đã xác định được bằng cách dựa vào điều kiện thanh chịu nén lệch tâm.

4. Trường hợp vì chống kiểu vòm bằng thép có 5 khớp (hình 4-12)

Vì chống kiểu này dùng 4 đoạn bằng thép chữ I hoặc ray theo đó có khi dùng cả cột bằng bê tông cốt thép. Điểm nối các đoạn với nhau được cài đệm bằng gỗ thông (hoặc bằng quả cầu bê tông cốt thép) tạo thành khớp nối. Phần trên của vì chống được xem là một cung có 3 khớp được giữ chặt (có thể đàn hồi) trên cột kết cấu cứng để tính toán (hình 4-12).

Áp lực ngang tác dụng vào khớp A và B ở vách hầm lớn hơn so với trường hợp cung 3 khớp khoảng 10%.

Để đảm bảo điều kiện làm việc bình thường (sự di động về phía vách đá nhỏ nhất) cần kê chèn thật chắc chắn ở khoảng giữa vách hầm và vì chống. Phương pháp tính toán cụ thể sẽ giải thích thêm trong ví dụ sau đây:



Hình 4-12. *Sơ đồ tính vì chống bằng thép cung có 5 khớp nối*

3.3. Bài toán

Ví dụ 1:

Có một đường hầm vận tải niên hạn sử dụng 15 năm trong địa tầng đá cát kết. Diện tích tiết diện sử dụng là 8,5m² (chiều rộng lòng hầm l = 4,6m, chiều cao f_0 = 2,73m, bán kính cung r = 2,15m, độ cao trung tâm hầm h = 0,58m) được bố trí vì chống cung vòm bằng thép. Khoảng cách giữa các vì chống 0,8m. Hãy xác định tiết diện các thanh thép của vì chống.

Bài giải:

Theo điều kiện của bài toán dùng bảng PL-1, tra được các thông số của địa tầng cát kết là f_0 = 5m và γ = 2,5T/cm³. Sơ đồ tính như hình 4-10.

Áp dụng công thức 4 - 13 để tính tải trọng thẳng đứng phân bố đều:

$$q = h_1.\gamma.L = 0{,}92 \times 2{,}5 \times 0{,}8 = 1{,}84\,T/m$$

$$h_1 = \frac{l}{f_c} = \frac{4{,}6}{5} = 0{,}92m$$

Dùng công thức (4-14) xác định các giá trị của phản lực:

$$H = \frac{ql^2}{8f_0} = \frac{1{,}84 \times 4{,}6^2}{8 \times 2{,}73} = 1{,}783T$$

$$V = \frac{ql}{2} = \frac{1{,}84 \times 4{,}6}{2} = 4{,}232T$$

Toạ độ của tiết diện nguy hiểm nhất tính theo công thức (4-17):

$$x_0 = \sqrt{r^2 - \frac{l^4}{64.f_0^2}} = \sqrt{2{,}15^2 - \frac{4{,}6^4}{64 \times 2{,}73^2}} = 1{,}92m$$

$$y_0 = \sqrt{r^2 - x_0^2} + h = \sqrt{2{,}15^2 - 1{,}92^2} + 0{,}58 = 1{,}56m$$

Dùng công thức 4-16 xác định mômen uốn lớn nhất tại tiết diện nguy hiểm:

$$M_{max} = V\left(\frac{l}{2} - x_0\right) - \frac{q}{2}\left(\frac{l}{2} - x_0\right)^2 - Hy_0$$

$$= 4{,}232\left(\frac{4{,}6}{2} - 1{,}92\right) - \frac{1{,}84}{2}\left(\frac{4{,}6}{2} - 1{,}92\right)^2 - 1{,}78 \times 1{,}56$$

$$= -1{,}30\,Tm = -130000\,kG.cm$$

Mômen quán tính tại tiết diện cần thiết là:

$$W = \frac{M_{max}}{[\sigma_u]} = \frac{130000}{1300} = 100cm^3$$

Ta chọn thép hình I 160×88×6 có F = 26,1cm² và W_x = 141cm³.

Kiểm tra mặt cắt của thanh thép đã chọn tại tiết diện nguy hiểm nhất:

$$N_{x_0} = q\left(\frac{l}{2} - x_0\right)\frac{x_0}{r} - \frac{ql}{2}\times\frac{x_0}{r} - H\frac{y_0 - h}{r}$$

$$= 1{,}84\left(\frac{4{,}6}{2} - 1{,}92\right)\frac{1{,}92}{2{,}15} - \frac{1{,}84\times4{,}6}{2}\times\frac{1{,}92}{2{,}15} - 1{,}78\frac{1{,}56 - 0{,}58}{2{,}15}$$

$$= -3{,}95T = -3950kG$$

Do vậy ứng suất lớn nhất tại tiết diện nguy hiểm:

$$\sigma_n = \frac{M_{max}}{W_x} + \frac{N_{x_0}}{F} = \frac{130000}{141} + \frac{3950}{26{,}1} = 1073kG/cm^2 < [\sigma_n] = 1300kG/cm^2$$

Như vậy, kích thước tiết diện của thanh thép đã chọn thoả mãn yêu cầu an toàn.

Tại đây ta không xét đến dấu của M_{max} và N_{x_0} mà chỉ lấy tổng của chúng trong công thức kiểm tra. Cho nên, chỉ cần kiểm tra ứng suất nén cực đại là đủ. Ứng suất giới hạn của thép dùng làm vì chống lấy chung cho cả nén và kéo đều bằng 1300 kG/cm².

Ví dụ 2: Một hệ thống vì chống cung vòm bằng thép 5 khớp dùng cho đường hầm ngang đi qua vùng địa tầng phức tạp nứt nẻ mạnh và sâu có hệ số f_c = 3.

Chiều rộng hầm l = 4m, chiều cao f_o=3m, bán kính r = 1,6m, chiều cao cột đứng h = 1,4m và khoảng cách giữa 2 vì chống L = 0,7m.

Khi dựa vào bảng (3 - 3) tìm lực tác dụng lên vì chống thì được hợp lực của tải trọng đứng tác dụng lên 1md của đường hầm là p = 58,2T và hợp lực ngang E = 8,17T. Hãy xác định các chỉ số của kết cấu vì chống hầm.

Bài giải:

Sơ đồ tính thể hiện trên hình 4-12. Các chỉ số hình học của cung 3 khớp phía trên được xác định như sau:

Với: l_1 = 3,2m; f_o'=1,25m và h_1 = 0,35m ta tìm giá trị tải trọng tác dụng lên một vì chống:

+ Cường độ áp lực thẳng đứng:

$$q = \frac{p.L}{l} = \frac{58{,}2\times0{,}7}{4} = 10{,}2T/m$$

+ Cường độ áp lực hông:

$$e = \frac{E.L}{f_0} = \frac{8{,}17\times0{,}7}{3} = 1{,}91T/m$$

Tìm giá trị các lực tác dụng tại điểm tựa (A và B) do q và e gây ra như sau:

Lực ngang do tải trọng đứng:

$$H = \frac{q.l_1^2.1,1}{8f_0'} = \frac{10,2\times 3,2^2\times 1,1}{8\times 1,25} = 11,5T$$

Lực ngang do áp lực hông (của đất đá):

$$H_1 = \frac{ef_0}{2} = \frac{1,91\times 1,25}{2} = 1,195T \approx 1,2T$$

Các toạ độ của tiết diện nguy hiểm như sau:

$$x_0 = \sqrt{r^2 - \frac{(H - H_1 + h_1 e)^2}{(q-e)^2}} = \sqrt{1,6^2 - \frac{(11,5 - 1,2\times 1,91)^2}{(10,2 - 1,91)^2}} = 1,1m$$

$$y_0 = \sqrt{r^2 - x_0^2} - h = \sqrt{1,6^2 - 1,1^2} - 0,35 = 0,81m$$

Nội lực phát sinh tại mặt cắt này:

$$M_{max} = \frac{ql_1}{2}\left(\frac{l_1}{2} - x_o\right) - \frac{q}{2}\left(\frac{l_1}{2} - x_o\right)^2 - Hy_o + H_1 y_o - \frac{e}{2}y_o^2$$

$$= \frac{10,2.3,2}{2}\left(\frac{3,2}{2} - 1,1\right) - \frac{10,2}{2}\left(\frac{3,2}{2} - 1,1\right)^2 - 11,5.0,81 + 1,2.0,81 - \frac{1,91}{2}0,81^2 = -2,08Tm$$

$$N_{x_o} = -\frac{ql_1}{2} - \frac{x_o}{r} + q\left(\frac{l_1}{2} - x_o\right)\frac{x_o}{r} - H\frac{y_o - h_1}{r} - ey_o\frac{y_o + h_1}{r} + H_1\frac{y_o + h_1}{r} =$$

$$= -\frac{10,2.3,2}{2} - \frac{1,1}{1,6} + 10,2\left(\frac{3,2}{2} - 1,1\right)\frac{1,1}{1,6} - 11,5\frac{0,81 - 0,35}{1,6} - 1,91.0,81\frac{0,81 + 0,35}{1,6} +$$

$$+ 1,2\frac{0,81 + 0,35}{1,6} = -17.06T = -1706kG.$$

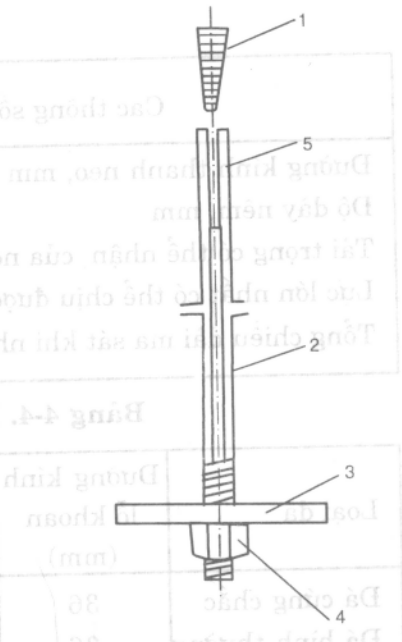
Chọn ray loại 43kg/m, và kiểm tra cường độ. Ta lấy thép hình d-43 có W = 217,56cm³ và F = 57cm². Vậy :

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} + \frac{N_{x_o}}{F} = \frac{208460}{217,56} + \frac{17060}{57} = 1257kG/cm^2 < [\sigma_n] = 1300kG/cm^2.$$ Vậy,đủ đảm bảo độ an toàn.

§4. TÍNH TOÁN VÌ CHỐNG KIỂU NEO GIM

4.1. Cấu tạo neo gim

Hiện nay do tính ưu việt của nó, chống lò kiểu neo gim được sử dụng rộng rãi trong xây dựng công trình ngầm, đặc biệt trong việc đảm bảo an toàn cho đường hầm.Nhờ neo gim các phần đá ở vòm biến dạng phá hoại được gắn chắc vào vùng đá nguyên khối hoặc do neo gim các vùng đá này trở thành các dầm hay vòm có cấu tạo bêtông cốt thép, đảm bảo cho hầm thêm an toàn hơn.



Hình 4-13. Cấu tạo cơ bản neo dạng nêm.

1 - Nêm; 2 - Thanh neo; 3 - Long đen ngầm; 4 - Ecu; 5 - Hốc nêm

Theo phương pháp và vật liệu neo gim chia ra: nêm thép, neo gim thép bằng lực ép, neo bê tông cốt thép và neo bằng dây,... neo gim là loại được sử dụng phổ biến và đáng tin cậy nhất do cấu tạo đơn giản, dễ chế tạo và thi công. Sau đây chỉ đề cập đến kiểu neo nêm. Cấu tạo của neo nêm thể hiện trên hình 4-13. Đối với neo nêm, điều chủ yếu để làm tốt chức năng neo là đầu có êcu phải được nêm chắc vào vách đá. Việc lựa chọn kích thước nêm neo phải phù hợp với điều kiện địa chất. Thông thường thanh neo có chiều dài: 0,7 ÷ 3m,thường chọn chiều dài 1,0 ÷ 1,8m và đường kính Φ20~25mm. Đường kính lỗ khoan đặt neo D = 32~40mm. Đá càng rắn chắc thì đầu neo giảm đi và ngược lại. Độ dài của nêm phải ngập vào ≥ 80% thân gim. Nên chọn đầu nêm nhỏ hơn thanh gim 2~3mm (tầng đá rắn chắc lấy đầu gim 19~20mm; tầng đá không rắn chắc lấy đầu gim 25mm và đá bình thường lấy 20~23mm), chiều dày phần đuôi nêm 1,5~2,0mm và chiều dài nêm khoảng 150~200mm. Phần đuôi thanh gim có ren âm dài 150~200mm và độ rộng đường chẻ: 3~5mm. Phía đầu gim chôn vào đá có tấm đệm bằng thép, thép hình hoặc bằng gỗ được giữ chặt bằng êcu.

Tấm thép đệm có kích thước: 150×150×(6~8); 250×250×(6~8)mm, đất đá yếu dùng tấm thép 400×400×(6~8)mm. Phần ren để bắt êcu có chiều dài 100~150mm. Để tăng độ bám chắc cho gim, các gim được đóng ép vào vách sau khi đã khoan mồi.

4.2. Tính toán thanh gim nêm bằng thép

Xét trường hợp gim vùng đá thuộc vòm biến dạng phá hoại vào đá ở xung quanh vòm. Thực tế việc xác định thông số của neo gim và sự phân bố của chúng dựa vào kinh nghiệm thi công. Do đó phải dựa vào thí nghiệm ở hiện trường để quyết định chiều dài, khoảng cách và số lượng gim neo. Lực neo bám của gim neo phụ thuộc vào đường kính lỗ khoan, đường kính thanh neo, độ dày của đầu nêm và điều kiện địa tầng. Nhờ thí nghiệm ở tầng cát kết với lỗ khoan có Φ = 32mm thu được kết quả ghi ở bảng 4-3 và cho thấy kích thước hợp lí nhất.

Bảng 4-3

Các thông số	Thứ tự thí nghiệm			
	1	2	3	4
Đường kính thanh neo, mm	19	19	22	22
Độ dày nêm, mm	19	22	19	22
Tải trọng có thể nhận của neo trước khi bị nhổ, T	2,18	3,68	4,25	5,80
Lực lớn nhất có thể chịu được, T	5,80	6,81	10,15	10,15
Tổng chiều dài ma sát khi nhận lực lớn nhất, mm	Bị nhổ	Bị nhổ	19	6

Bảng 4-4. Lực neo bám theo loại đá vách hầm

Loại đá	Đường kính lỗ khoan (mm)	Đường kính thanh neo (mm)	Độ dày đầu nêm (mm)	Lực neo lớn nhất (T)	Độ di độngcủa thanh neo khi chịu lực P (mm)
Đá cứng chắc	36	25	16	8 – 10	2 – 3
Đá bình thường	36	25	20	6 – 8	6
Đá nứt nẻ, yếu	36	25	23	2 – 6	19 ~ 22

Khi thí nghiệm bằng cách thay đổi chiều cao đầu nêm, giữ nguyên đường kính lỗ khoan và đường kính thanh neo đối với đá có cường độ khác nhau thu được kết quả lực neo bám như nêu trong bảng 4-4. Theo các chuyên gia kỹ thuật, đối với đá cát kết hoặc đá vôi khi chọn đường kính thanh neo 25mm thì đường kính lỗ khoan D = 32 ~ 36mm, độ dày đầu nêm 19 ~ 22mm và nêm dài 150mm. Khi thi công phải ép đầu neo vào vách lỗ khoan sâu khoảng 3-6mm và chiều dài tiếp xúc là 40 - 75mm.

Như vậy lực bám của neo gim là yếu tố quan trọng ảnh hưởng đến sự an toàn của neo gim. Vì vậy, phải thận trọng khi xác định neo gim thông qua các thí nghiệm sao cho phù hợp với điều kiện thực tế.

Sau đây sẽ đề cập đến phương pháp lý thuyết xác định độ lớn của lực neo bám của neo gim.

Sơ đồ tính thể hiện trên hình 4-14. Khi neo gim được gắn vào đá sẽ tạo ra sự cân bằng giữa ngoại lực P với lực N_o tác dụng vuông góc vào thanh gim và lực ma sát T_o do nó tạo ra (giữa thanh gim và đá). Ta có:

$$P = 2N_o(\sin\alpha + f_{s.đ}\cos\alpha) \quad (4\text{-}22)$$

Trong đó:

N_o - lực tác dụng vào cánh của thanh gim, lực ép ngang, T;

2α - góc giữa hai mặt bên của nêm, độ;

$f_{t.đ}$ - hệ số ma sát thép - đá (xem bảng 4-5).

Hình 4-14. Sơ đồ tính chi tiết các nêm và thanh gim

Và :
$$N_0 = \frac{S\sigma}{2K} \qquad (4\text{-}23)$$

Trong đó:

K - hệ số giảm cường độ khi xét đến điều kiện làm việc lâu dài và không đồng nhất của đá;

$S = 1,1.l_h.l_\omega$ – diện tích tiếp xúc giữa đuôi chẻ và vách lỗ khoan.

$$l_h = \frac{e}{tg\alpha} = \frac{t_1 + d - n - d_1}{2tg\alpha}$$

Trong đó:

(chiều dài tiếp xúc giữa cánh đuôi chẻ và vách lỗ khoan);

t_1 - chiều dày tính toán của nêm tại điểm cuối của đuôi chẻ đá cứng vừa $t_1 \approx (0,8 \sim 0,9).t$; đá cứng $t_1 \approx (0,7 \sim 0,8)t$;

$n \approx 3 \sim 4$mm - độ rộng của khe chẻ thanh gim.

Bảng 4-5. Giá trị các hệ số ma sát f_{VL}

Loại vật liệu tiếp xúc	Trạng thái khô	Trạng thái ướt
Thép – thép	0,15 – 0,20	0,10 – 0,15
Thép – dây thép	0,15 – 0,20	-
Thép – granit	0,40 – 0,50	0,30 – 0,40
Thép – cát kết	0,35 – 0,40	0,32 – 0,38
Thép - đá vôi	0,25 – 0,40	-
Thép – Than đá	0,45 – 0,50	0,88 – 0,42
Granit – granit	0,60 – 0,70	0,30 – 0,50
Cát kết – cát kết	0,60 – 0,70	0,30 – 0,50
Đá vôi - đá vôi	0,60 – 0,75	0,30 – 0,50
Than đá - than đá	0 50 – 0,60	0,30 – 0,40
Phiến sét – phiến sét	0,40 – 0,50	0,26 – 0,30
Gỗ - đá	0,40 – 0,60	-

Độ dày t đầu nêm phải thoả mãn điều kiện: $t \le \sqrt{(d_1 - \Delta)^2 - b^2}$

Trong đó:

d_1 - đường kính lỗ khoan;

Δ - độ khe hở giữa lỗ khoan và mặt vát, lấy $\Delta \ge 2 \sim 3$mm;

b - chiều rộng đầu nêm, lấy bằng hoặc nhỏ hơn đường kính đầu chẻ khoảng 3 ~ 4mm;

l_ω - chiều rộng phạm vi mặt tiếp xúc giữa cánh đuôi chẻ và vách lỗ khoan:

$$l_\omega = \frac{d}{2} \cdot \frac{\pi\omega}{180^0} = \frac{1,57d\omega}{180^0}$$

ω - góc ôm của mặt tiếp xúc, được xác định theo công thức:

$$\cos\frac{\omega}{2} = \frac{d_1^2 - d^2 - (t_1 - n)^2}{2d(t_1 - n)}$$

σ_s - cường độ stamp của đá bao quanh (độ nghiền)

Khi không có số liệu thí nghiệm có thể lấy: đối với đá cứng rắn $\sigma_s \approx 7\sigma_n$; Đối với đá chịu tải trọng lâu dài và có thể có tác dụng trượt hoặc vùng đá không có tài liệu cụ thể về cấu tạo địa chất thì lấy $\sigma_s \approx 3,5\sigma_n$ (σ_n - cường độ nén một trục).

Góc 2α là góc giữa 2 mặt vát của nêm thường lấy $2\alpha = 6 \sim 8^o$. Độ lớn của nó được xác định từ biểu thức điều kiện sau đây, đảm bảo nêm không bị tuột khỏi thanh gim:

$\alpha < tg\varphi_{t.t}$

$\varphi_{t.t}$ - Góc ma sát giữa thép - thép. Tra bảng 4 - 5, trạng thái mặt ẩm ướt lấy $\varphi_{t.t} = 0,1$, vậy $\varphi_{t.t} = 5^o40'$.

Thay các giá trị tìm được của N_o(công thức 4 - 23) và $\alpha = 3 \sim 4^o$ vào công thức (4 - 22) ta xác định được lực gắn bám P trước khi đuôi chẻ của thanh gim bị tuột như sau:

$$P \approx 1,1\frac{l_h l_\omega \sigma_s}{K}(0,06 + f_{td}) \qquad (4\text{-}22a)$$

Giả sử có lực P_1 lớn hơn lực P, tác dụng làm cánh của thanh gim trượt theo vách lỗ khoan, khi đó lực ma sát bằng hoặc lớn hơn lực P_1 thì thanh gim không bị trượt thêm nữa. Từ đây có thể tìm được lực gắn bám sau chót P_1 như sau:

$$P_1 = 2N_0^{'}f_{d.d} \qquad (4\text{-}24)$$

Trong đó:

N_o' - Hình chiếu của lực ép theo phương ngang.

Từ điều kiện tổng của các lực đối với trục x-x nằm ngang bằng 0, ta có:

$$N_0^{'} = \frac{P}{2tg(\alpha + \varphi_{t.d})}$$

Trong đó:

$\varphi_{t.d}$ - Góc ma sát giữa thép - đá ($\varphi_{t.d} = arctgf_{t.d}$);

$f_{d.d}$ - Hệ số ma sát đá - đá (bảng 4-5),

Vậy:

$$P_1 = \frac{Pf_{d.d}}{tg(\alpha + \varphi_{t.d})} \qquad (4\text{-}24a)$$

hoặc:

$$P_1 = \frac{1,1.l_h l_\omega \sigma_s}{K} \times \frac{0,06 + f_{t.d}}{tg(\alpha + \varphi_{t.d})} \times f_{d.d} \qquad (4\text{-}24b)$$

Ví dụ:

Thiết lập chống lò bằng nêm gim thép có các thông số sau đây, trong tầng đá cát kết có cường độ nén một trục $\sigma_n = 600kG/cm^2$: đường kính lỗ khoan D = 38mm, đường kính thanh neo thép Φ25mm, độ rộng khe chân chẻ n = 3mm và góc giữa hai mặt vát của nêm $2\alpha = 8^o$. Hãy xác định lực neo bám.

Bài giải:

Chọn chiều rộng của nêm b = 25mm, độ chênh chiều dày tại nơi lớn nhất giữa đường kính lỗ khoan và đầu nêm Δ = 4mm. Ta tính được độ dày t của đầu nêm là:

$$t = \sqrt{(d_1 - \Delta)^2 - h^2} = \sqrt{(38-4)^2 - 25^2} = 23mm$$

Độ dày tính toán của nêm:

$$t_1 = 0,85t = 0,85 \times 23 = 19,6mm \approx 20mm$$

Độ sâu của cánh đuôi chẻ ngập trong đá:

$$e = 0,5(t_1 + d - n - d_1) = 0,5(20 + 25 - 3 - 38) = 2mm$$

Chiều cao của cánh đuôi chẻ tiếp xúc với đá:

$$l_h = \frac{e}{tg\alpha} = \frac{2}{tg4^0} \approx 29mm$$

Góc ôm mặt ngoài của cánh đuôi chẻ:

$$\cos\frac{\omega}{2} = \frac{d_1^2 - d^2 - (t_1 - n)^2}{2d(t_1 - n)} = \frac{38^2 - 25^2 - (20-3)^2}{2 \times 25(20-3)} = 0,62 \Rightarrow \omega = 104^0$$

Vậy chiều rộng của phần ôm bao mặt ngoài của cánh đuôi chẻ là:

$$l_\omega = 1,57\frac{d\omega}{180^0} = 1,57 \times 25\frac{104^0}{180^0} \approx 23mm$$

Thay các giá trị tìm được vào công thức (4 - 24b) để xác định P_1:

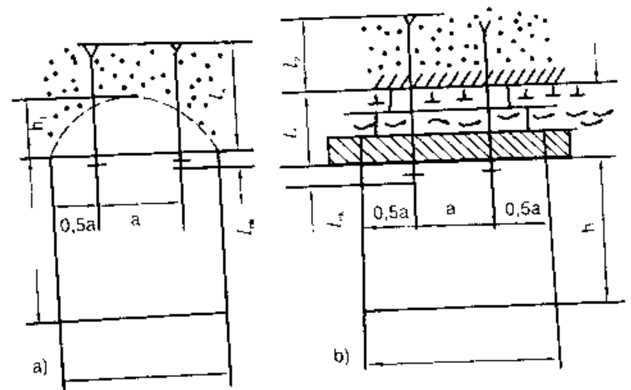
$$P_1 = \frac{1,1l_h \times l_\omega \times \sigma_s}{K}\frac{0,06 + f_{t.d}}{tg(\alpha + \varphi_{t.d})}f_{d.d} = \frac{1.1 \times 2,9 \times 2,3 \times 7 \times 600}{tg(4^0 + 19^0 30')}0,6 = 8600kG = 8,6T$$

Vậy lực gắn bám sau chót là 8,6T

Sau khi xác định được lực bám bằng lý thuyết hoặc bằng thí nghiệm tại thực địa, tiến hành xem xét đến chiều dài thanh gim và cách bố trí cho phù hợp.

4.3. Tính toán neo gim ở trần hầm khi địa tầng vách hầm an toàn

Khi chiều cao h_1 của vòm biến dạng phá huỷ không lớn hơn 1~1,5m có thể dùng phương pháp neo gim (hình 4-15). Chiều dài neo và khoảng cách giữa các neo chủ yếu phụ thuộc vào điều kiện của địa tầng (địa tầng đồng nhất, phân lớp, mức độ ổn định). Tuỳ điều kiện cụ thể để chọn phương pháp tính toán cho phù hợp.



Hình 4-15. *Sơ đồ tính neo gim bố trí ở trần hầm.*

a) Địa tầng đồng nhất; b) Địa tầng phân lớp

Sau đây chỉ giới thiệu khái quát phương pháp tính toán neo gim được dùng ở nơi địa tầng phân lớp và địa tầng đồng nhất có các vết nứt nhỏ.

1. Trường hợp địa tầng đồng nhất

Tổng chiều dài của thanh neo l_t là:

$$l_t = l_k + l_{nk} \tag{4 - 25}$$

Trong đó:

l_k - chiều dài thanh neo ngập trong lỗ khoan, m;

l_{nk} - chiều dài thanh neo ở ngoài lỗ khoan, m; (Khi chỉ có tấm đỡ đáy lấy l_{nk} = 80 ~ 100mm, khi có thêm cấu tạo đỡ đáy l_{nk}=150 ~ 200m).

Trường hợp địa tầng đồng nhất vết nứt nhỏ, chiều dài hữu dụng (l_k) của thanh neo được tính theo f_c của đá:

- Khi: $4 \geq f_c \geq 1{,}5$

$$l_k = 2h_1 \tag{4-26}$$

- Khi: $f_c > 4$

$$l_k = \frac{l}{4} \tag{4-26a}$$

Trong đó:

h_1 - chiều cao vòm biến dạng;

l - chiều rộng đường hầm.

Nếu lực gắn bám P (xác định bằng thí nghiệm) của thanh gim đối với điều kiện cho trước thì khoảng cách giữa các neo bố trí theo mạng ô vuông là:

$$a = \sqrt{\frac{P}{\gamma_{tb}.h_1.K}} \tag{4-27}$$

Trong đó:

a - khoảng cách giữa các neo, m;

P - lực gim bám tương ứng xác định nhờ thí nghiệm (có khi bằng tính toán), T;

γ_{tb} - dung trọng trung bình địa tầng nằm trong vòm biến dạng, T/m^3;

h_1 - chiều cao vòm biến dạng xác định theo lý thuyết tạo vòm biến dạng cân bằng tự nhiên, m;

K - hệ số an toàn (K = 2 ~ 3);

Với địa tầng có nhiều vết nứt phát triển, đề phòng đá rơi, khi xác định a còn cần thoả mãn điều kiện sau:

$$a \leq 0{,}7 l_K \tag{4-28}$$

2. Trường hợp địa tầng phân lớp

Do điều kiện phức tạp, đa dạng về cấu tạo, phân lớp ở vùng trần hầm cho nên, tuỳ theo đặc điểm cấu tạo phân lớp ta chọn phương pháp tính toán neo gim cho

phù hợp. Tuy nhiên trong trường hợp này, chống lò bằng neo gim trực tiếp giữ vai trò là điểm tựa và làm giảm khẩu độ của trần hầm.

Neo gim thường bố trí mạng ô vuông và khoảng cách giữa các neo được tính như sau:

$$a = 0{,}886\sqrt{\frac{d_0^2[\sigma_K]'}{\gamma_{tb}.h_1}}, \quad cm \qquad (4\text{-}29)$$

Trong đó:

d_0 - đường kính trong của thanh gim phần có ren, cm;

$[\sigma_k]'$ - cường độ chịu kéo giới hạn của vật liệu thanh neo (thép 1300kG/cm²);

γ_{tb} - dung trọng trung bình của đá thuộc vòm biến dạng, kG/cm²;

h_1 - chiều dày địa tầng được neo giữ (chiều cao vòm biến dạng), cm.

Nếu chiều dày của lớp trên mỏng thì việc tính toán khoảng cách các gim neo phải đảm bảo sao cho lớp dưới cùng đất đá được gim lại và không bị rơi, sụt, theo công thức:

$$a_0 = \sqrt{\frac{[\sigma_u]h_0^2}{6(0{,}1+0{,}13\mu)q}} \qquad (4\text{-}30)$$

Trong đó:

$[\sigma_u] \approx \frac{\sigma_u}{3 \sim 4}$ - cường độ chịu uốn giới hạn của lớp đá dưới cùng của trần hầm, kG/cm² (bảng 4-6);

h_0 – chiều dày của lớp đá dưới cùng ở trần hầm, cm (địa tầng đồng nhất lấy $h_0 = h_1$);

q – trọng lượng của một đơn vị diện tích lớp đá dưới cùng;

μ - hệ sốPoisson(granit $\mu = 0{,}15$, cát kết, đá phiến $\mu = 0{,}2 \sim 0{,}4$).

Bảng 4-6. Cường độ chịu uốn và cường độ kháng cắt của đá

Tên địa tầng	Cường độ chịu uốn giới hạn $[\sigma_u]$ kG/cm²	Cường độ chống cắt giới hạn $[\sigma_c]$kG/cm²
Phiến sét, phiến chứa cát cứng vừa	2 – 3	1 ~ 2
Cát kết cứng vừa	3 – 5	2 ~ 3
Phiến sét, cát bột kết cứng	4 – 5,	2 ~ 3
Cát kết và đá vôi cứng	6 – 10	3 ~ 5

Công thức 4-30 được xác lập với điều kiện xem lớp đá dưới cùng của trần hầm là bản vô hạn có các điểm tựa là gim neo và dựa vào phương pháp xác định khoảng cách các điểm neo an toàn khi bản vô hạn trên tiếp nhận trọng lượng bản thân phân bố đều.

Khi xác định khoảng cách giữa các neo gim như trên, nếu $a_o < a$ thì lớp đá dưới cùng có thể bị bong ra và rơi xuống nên có thể chọn a_o hoặc cần giải pháp kết cấu (bố trí neo phụt bêtông) hợp lý tại các điểm tựa này.

Độ sâu l_2 của thanh gim cần phải cắm vào lớp đá rắn chắc của địa tầng phân lớp (hình 4-15b) được xác định theo công thức:

$$l_2 = 0,4\sqrt{\frac{d_0^2\sigma_c'}{[\sigma_c]}} \qquad (4\text{-}31)$$

Trong đó:

d_o - đường kính trong phần có ren của thanh gim, cm;

σ_c' - cường độ chống cắt tức thời của thanh gim, kG/cm^2 (thép $\sigma_c' = 3600$kG/cm^2);

$[\sigma_c]$ - cường độ giới hạn chống cắt của địa tầng, kG/cm^2, bảng 4-6.

Bảng 4-7. Chi tiết thanh neo

Đường kính ngoài thanh neo d (mm)	Đường kính trong phần thanh neo có ren d_o (mm)	Tiết diện mặt cắt hữu ích (mm^2)
18	15,527	166,0
20	16,527	215,0
22	18,527	270,0
24	19,832	310,0
27	22,832	410,0
30	25,135	495,0

Nhờ gim neo lớp đá sát trần vào lớp đá dày, lớp đá sát trần sẽ làm việc như một dầm đá, các thanh đỡ đáy (bằng bê tông hoặc nẹp thép) bố trí vuông góc với trục đường hầm sẽ đóng vai trò là kết cấu đá có cốt thép. Do trọng lượng của dầm đá này gây ra áp lực hướng xuống, phát sinh lực trượt giữa các lớp. Độ lớn của lực cắt T_c phải nhỏ hơn lực ma sát T_m giữa các lớp đá. Muốn vậy, khi bố trí các neo gim phải tạo ra lực kéo căng trong thanh gim, có độ lớn $p_o \geq 4 \sim 5T$.

Đường kính tối thiểu d_o phần có ren của thanh gim được xác định theo lực căng ban đầu P_o do gắn kết địa tầng phân lớp và do trọng lượng địa tầng thuộc vòm biến dạng, như sau:

$$d_0 = 1{,}15\sqrt{\frac{P_0 + qS}{[\sigma_K']}} \quad (4-32)$$

Trong đó:

P_0 - lực căng của thanh gim, kG;

q - trọng lượng địa tầng thuộc vòm biến dạng tác dụng lên một đơn vị diện tích mặt cắt kG/cm²;

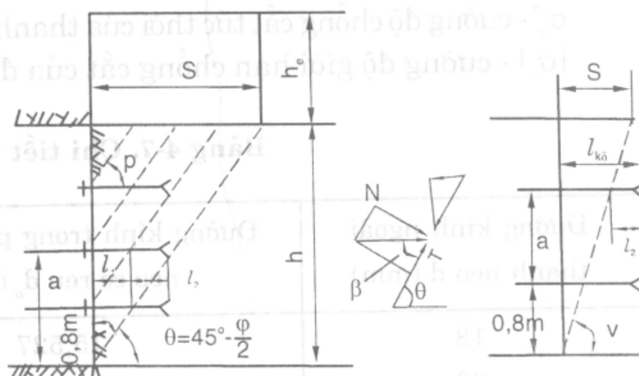
S - diện tích trần hầm do một thanh gim đảm nhận, cm²;

$[\sigma_K']$ - cường độ giới hạn chống kéo của thanh gim, kG/cm² (thép lấy $[\sigma_K]$ = 1300kG/cm²).

Tiếp theo xác định chiều sâu của thanh gim cắm vào đá (l_2) theo công thức (4-31).

4.4. Tính toán neo gim ở vách hầm khi vách hầm không ổn định

Khi địa tầng vách hầm không ổn định sẽ tạo lăng thể trượt có góc trượt $\theta = 45^0 + \frac{\varphi}{2}$. Để ngăn chặn sự hoạt động của lăng thể trượt, cần bố trí neo gim (hình 4-16). Trên sơ đồ cho thấy, các thanh neo gim ở phía dưới vách đá chịu tải trọng lớn hơn các thanh gim ở trên. Hợp lực tải trọng ngang tác dụng vào đơn vị chiều dài vách hầm là:



Hình 4-16. Sơ đồ tính neo gim được bố trí ở vách hầm. a). Khi $l_K < S$; b). Khi $l_K \geq S$

$$P_{ng} = \frac{\gamma_v - h}{2}(2h_0 + h)\,tg^2\,\frac{90^0 - \varphi}{2}, T \quad (4-33)$$

Trong đó:

h_0 - chiều cao tính toán tải tác dụng lên lăng thể trượt, m;

$$h_0 = \frac{h_1\gamma_t}{\gamma_v}$$

h_1 - chiều cao khối sụt của đá trần hầm, m;

h - chiều cao hầm, m;

φ - góc ma sát trong của đá vách hầm, độ;

γ_t - dung trọng trung bình tầng đá trần hầm, T/m³;

γ_v - dung trọng trung bình tầng đá vách hầm, T/m³;

Lực gây trượt theo mặt trượt là:

$$T_0 = \frac{P_{ng}}{\operatorname{Sin}\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)} \qquad (4\text{-}34)$$

Giả sử neo gim tiếp nhận lực căng ban đầu có độ lớn P_0 (lực căng sinh ra do đóng neo vào khi thi công) thì điều kiện cân bằng của lăng thể trượt là:

$$T_0 - T \le N\operatorname{tg}\varphi \qquad (4\text{-}35)$$

Trong đó:

$$T = P_0 \cos\beta \qquad (4\text{-}36)$$

$$N = P_0 \sin\beta \qquad (4\text{-}37)$$

$\beta = 45^0 + \frac{\varphi}{2}$ - góc nghiêng mặt trượt so với trục thanh neo.

Giả sử lực căng P_0 bằng lực gim bám P, từ công thức (4 – 35) ta có thể tính được lực gim bám cần thiết của thanh neo để ngăn chặn khối trượt:

$$P = \frac{P_{ng}.a_1.K}{\sin\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)(\sin\beta\operatorname{tg}\varphi + \cos\beta)} \qquad (4\text{-}38)$$

Trong đó:

a_1 - khoảng cách giữa các neo theo trục đường hầm;
K - hệ số an toàn (lấy K = 2 ~ 3).

4.5. Các bài toán ví dụ:

Ví dụ 1: Một đường hầm có chiều rộng l = 4m, được đào trong đá cát kết nứt nẻ có: $f_c = 3$ và $\gamma = 2{,}6T/m^3$. Địa tầng vách hầm ổn định. Theo thí nghiệm lực gim bám của thanh neo P = 6T. Hãy tính toán neo gim được bố trí ở trần hầm.

Bài giải:

Theo bài ra ở đây chỉ có một địa tầng vì vậy có thể dựa vào lý thuyết tạo vòm biến dạng cân bằng tự nhiên để xác định chiều cao vòm biến dạng. Tính chiều dài hữu ích của thanh gim theo công thức (4 - 26):

$$l_{nK} = \frac{l}{f_c} = \frac{4}{3} \approx 1{,}35\,m$$

Dùng ván gỗ làm lớp đỡ đáy vòm, sau khi dàn ván xong dùng các nẹp sắt được bắt chặt lại bằng êcu. Thành thử, phần dư của thanh gim ngoài lỗ khoan:

$$l_K = 120 + 50 = 170\text{mm}$$

Độ dài tổng cộng của thanh neo là:

$$l_t = 1350 + 170 = 1520\text{mm}$$

Dùng công thức (4- 27) tính khoảng cách giữa các neo gim:

$$a = \sqrt{\frac{P}{\gamma_{tb}.h_1.K}} = \sqrt{\frac{6}{2,6 \times 0,68 \times 2}} = 1,3\text{m}$$

Xuất phát từ điều kiện ngăn chặn đá rơi cục bộ cần xét đến công thức (4 - 28).

$$a \le 0,7 l_K = 0,7 \times 1,35 \approx 0,95\text{m}$$

Do đó nên bố trí neo gim theo mạng ô vuông với a = 1m.

Ví dụ 2: Một đường hầm ngang có chiều rộng l = 4m được đào theo vỉa than đá dày, đá vách hầm ổn định. Địa tầng trần hầm có tính phân lớp. Độ dày lớp thứ nhất là đá vôi có m_1 = 0,35m, dung trọng γ_1 = 2,70T/m^3; Lớp thứ 2 là đá phiến cát có chiều dày m_2 = 0,65m và γ_2 = 2,5T/m^3. Trên nó là lớp cát kết rắn chắc và dày.

Hãy tính toán neo gim để gia cường trần hầm phù hợp với điều kiện nêu trên.

Bài giải:

Theo điều kiện địa tầng đã cho, cần phải neo gim 2 lớp đá (đá vôi và đá phiến chứa cát) mỏng vào lớp đá cát kết phía trên là giải pháp hợp lý.

Trước tiên xác định dung trọng trung bình của 2 lớp đá mỏng:

$$\gamma_{tb} = \frac{\gamma_1 m_1 + \gamma_2 m_2}{m_1 + m_2} = \frac{2,7 \times 0,35 + 2,5 \times 0,65}{0,35 + 0,65} = 2,57 \,{}^{T}\!/_{m^3}$$

Giả sử chọn thanh neo có đường kính d = 20mm, đường kính trong của phần ren là 16,527mm. Các neo gim được bố trí theo mạng ô vuông. Dựa vào công thức (4-29) và ứng suất kéo giới hạn của vật liệu thanh neo để tính khoảng cách các neo gim:

$$a = 0,886\sqrt{\frac{d_0^2\left[\sigma'_K\right]}{\gamma_{tb}.h_1}} = 0,886\sqrt{\frac{1,65^2 \times 1300}{0,00257 \times 100}} = 106\text{cm}$$

Bây giờ phải tìm khoảng cách giữa các neo gim dựa vào công thức (4-30) theo tải trọng của lớp thứ nhất tác dụng vào lớp đá cứng dày (cát kết) do neo gim gắn vào.

$$a_0 = \sqrt{\frac{\left[\sigma_0\right].h_0^2}{6 \times q(0,1 + 0,13\mu)}} = \sqrt{\frac{6 \times 35^2}{6 \times 0,095(0,1 + 0,13 \times 0,4)}} = 143\text{cm}$$

($q = g_1 h_0 = 0,0027 \times 35 \approx 0,095$ kG/cm^2)

Ta có kết quả : a = 106cm < a_o = 143cm. Vậy, chọn khoảng cách a = a_o = 1,0m.

Chiều sâu l_2 của thanh ngập vào tầng cát kết tính theo công thức (4-31):

$$l_2 = 0,4\sqrt{\frac{d_0^2\sigma_c}{[\sigma_c]}} = 0,4\sqrt{\frac{1,65^2 \times 3600}{3}} = 23cm \text{ lấy } l_2 = 25cm$$

Vậy chiều dài hữu ích của thanh neo gim là:

$$l_k = l_1 + l_2 = 0,35 + 0,65 + 0,25 = 1,25m$$

Ví dụ 3: Một đường hầm ngang đào theo vỉa than yếu có chiều dày m = 2,6m, hệ số độ cứng f_c = 1,0 và γ_v = 1,4t/m^3. Trần hầm là tầng cát kết nứt nẻ có chiều dày lớn, f_c = 3, γ_v = 2,6t/m^3. Chiều rộng của hầm l = 3m, chiều cao hầm h = 2,6m. Hãy thiết kế chống lò bằng neo gim.

Bài giải:

Theo bài ra ta thấy, vách hầm có địa tầng không ổn định, trần hầm có cấu tạo một địa tầng đồng nhất và đá nứt nẻ. Do vậy, phải tính toán thanh neo gim cho cả trần và vách hầm.

Vùng biến dạng phá hoại ở trần hầm được xác định theo lý thuyết tạo vòm cân bằng tự nhiên. Dùng công thức (3-8) để tính chiều cao vòm biến dạng như sau:

$$h_1 = \frac{a_1}{f_c} = \frac{0,5l + htg(45^0 - \frac{\varphi}{2})}{f_c} = \frac{0,5 \times 3 + 2,6tg(45^o - \frac{45^o}{2})}{3} = 0,86m$$

Tính chiều dài hữu dụng của thanh neo ở trần hầm theo công thức (4-26):

$$l_K = 2.h_1 = 2 \times 0,86 = 1,72m$$

Vậy, tổng chiều dài của thanh neo:

$$l_t = l_K + l_{nK} = 172 + 10 = 182cm$$

Dùng công thức (4 – 28) tính khoảng cách giữa các neo (bố trí mạng ô vuông):

$$a = 0,7l_k = 0,7.1,72 = 1,214m$$

Vậy ta chọn a = 1,0m.

Khi lấy hệ số an toàn K = 2, thì tải trọng tác dụng vào mỗi thanh neo:

$$P = h_1 \cdot \gamma_t .K = 0,86 \times 2,6 \times 2 = 4,5T$$

Bây giờ chuyển sang tính các thanh neo ở vách hầm.

Hợp lực ngang tác dụng vào 1m theo phương trục đường hầm tính theo công thức(4-33):

Chiều cao phụ tải (từ trần hầm truyền xuống):

$$h_0 = h_1 \frac{\gamma_t}{\gamma_v} = 0,86\frac{2,6}{1,4} = 1,6m$$

Vậy:

$$P_{ng} = \frac{\gamma_v.h}{2}(2h_0 + h)tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1,4\times 2,6}{2}(2\times 1,6 + 2,6)tg^2\left(45^0 - \frac{45^0}{2}\right) = 1,8T/m$$

Nếu bố trí các thanh neo cách nhau 1m theo trục đường hầm, lực neo bám cần thiết của khoảng đó (theo công thức 4-38):

$$P = \frac{P_{ng}.a_1.K}{\sin\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)(\sin\beta.tg\varphi + \cos\beta)}$$

$$= \frac{1,8\times 1,0\times 2}{\sin\left(45^0 - \frac{45^0}{2}\right)\left[\sin\left(45^0 + \frac{45^0}{2}\right)tg45^0 + \cos\left(45^0 + \frac{45^0}{2}\right)\right]} = 7,4T$$

Chiều rộng phía trên của lăng thể trượt ở vách hầm:

$$S = htg\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) = 2,6tg\left(45^0 - \frac{45^0}{2}\right) = 1,08m$$

Thành thử, trong trường hợp này, tất cả các thanh neo đều được cắm sâu hơn chiều sâu của mặt trượt.

Nếu bố trí khoảng cách các neo là 1,0m theo chiều cao của vách hầm ta có thể cắm được 2 hàng neo; hàng thứ nhất cách chân vách 0,8m là hợp lý. Vậy chiều dài hữu ích của thanh neo:

$$l_K = (0,8 + a)tg\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) + l_2 = (0,8 + 1,0)tg\left(45^0 - \frac{45^0}{2}\right) + 0,4 = 1,15m$$

Độ sâu cắm vào địa tầng ổn định (phía sau mặt trượt) l_2 thường lấy hơn 300mm. Trường hợp này lấy l_2 = 400mm.

Trần hầm là tầng đá nứt nẻ cần bố trí tấm đỡ (tiết diện 110×150mm) được gắn chắc bằng bulông có đệm long đen. Như vậy cần các thanh neo có l_{nK} = 200mm và tổng chiều dài của thanh neo:

$$l_t = l_K + l_{nK} = 1150 + 200 = 1350mm$$

Bố trí các thanh neo thành 2 hàng theo chiều cao vách hầm, mỗi thanh neo phải đảm nhận một tải trọng:

$$P_1 = \frac{P}{n} = \frac{7,4}{2} = 3,7T$$

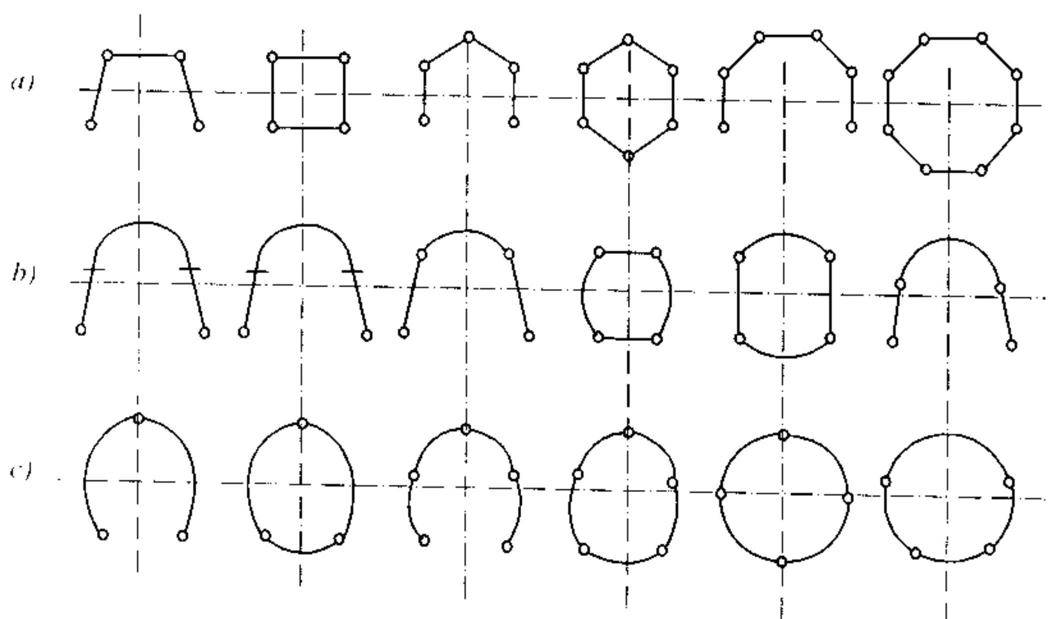
§5. TÍNH TOÁN VÌ CHỐNG BẰNG BTCT KIỂU LẮP GHÉP

Vì chống bằng BTCT kiểu lắp ghép khá tiện lợi vừa tiết kiệm thép và gỗ vừa có hiệu quả kinh tế cao. Vì chống loại này phải thiết kế kết cấu sao cho: cấu tạo đơn giản, tính năng kỹ thuật và sử dụng cao, khả năng cơ giới hoá khâu lắp ráp và đảm bảo hiệu quả kinh tế. Sau đây sẽ đề cập đến cấu tạo và cách tính toán vì chống loại này.

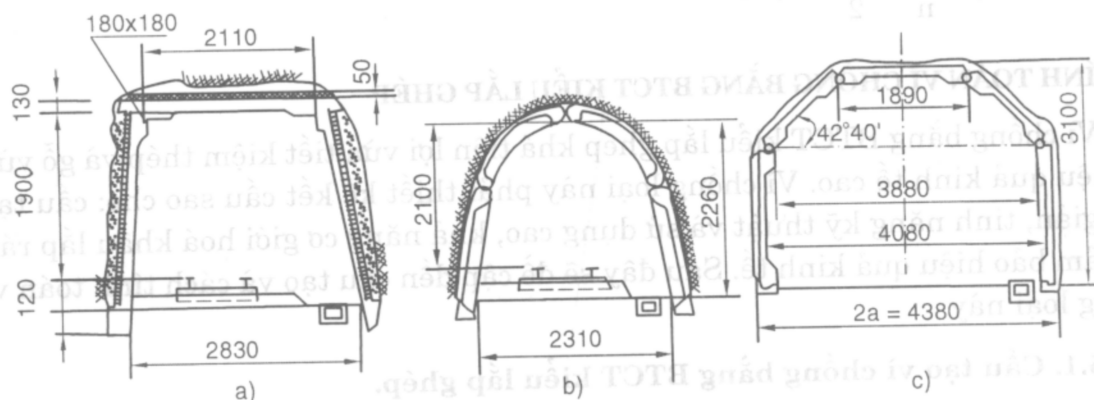
5.1. Cấu tạo vì chống bằng BTCT kiểu lắp ghép.

Theo hình dạng của cấu kiện lắp ghép, vì chống bằng BTCT được chia ra: Vì chống có cấu kiện thẳng (a); vì chống cấu kiện thẳng và cong (b); vì chống gồm các cấu kiện cong (c) (hình 4-17). Nhìn sơ đồ trên hình 4-17 ta thấy, hình dạng cơ bản của chúng cũng giống các vì chống lò bằng gỗ hoặc bằng thép. Kiểu vì chống này thường dùng cho đường hầm có niên hạn sử dụng từ 3 ~ 5 năm và ở vùng có địa áp ổn định.

Tuy nhiên, đôi khi còn được dùng làm cấu tạo co dãn để gia cường trong trường hợp địa áp lớn và thay đổi (dùng gỗ kê ở chân cột hoặc mối nối tạo sự co dãn). Vì chống BTCT lắp ghép còn được phân loại theo trạng thái làm việc của kết cấu: kết cấu vì chống có lực ép và kết cấu không có lực ép,... (hình 4-18).

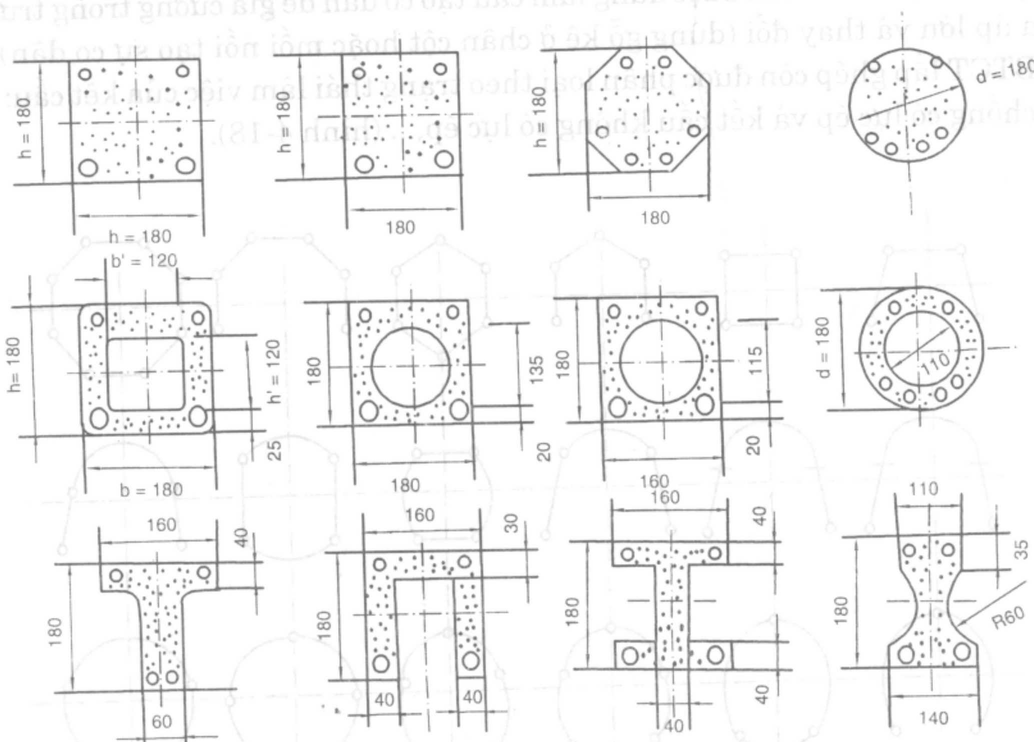


Hình 4-17. Các dạng cơ bản vì chống BTCT lắp ghép



Hình 4-18. *Chi tiết cấu tạo vì chống BTCT kiểu lắp ghép.*
a) Vì chống kiểu khung hình thang (kết cấu không có lực ép;
b) Vì chống kiểu khung có 5 gối tựa (kết cấu có lực ép);
c) Vì chống hình đa giá có 6 gối tựa (kết cấu có lực ép)

Trên hình 4 -18 cho thấy vì chống khác nhau ở hình dạng mặt cắt và kết cấu lắp ráp. Theo hình dạng mặt cắt của cấu kiện vì chống BTCT có các loại mặt cắt: mặt cắt đặc, mặt cắt rỗng và mặt cắt hở (hình 4-19).

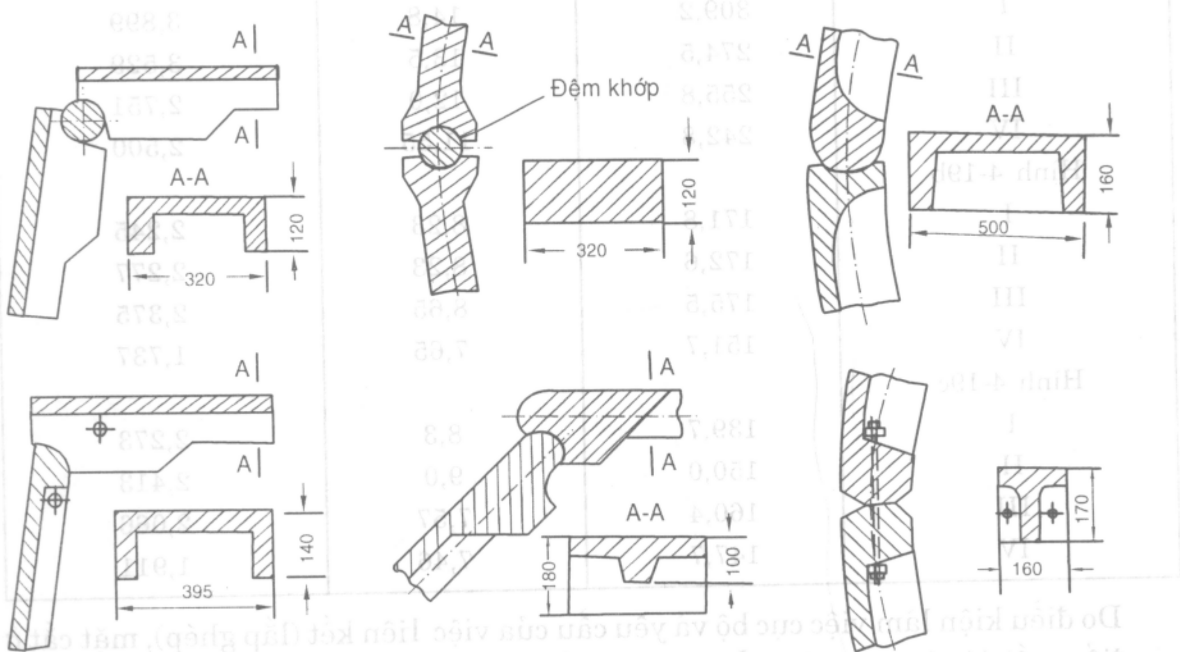


Hình 4 - 19. *Các dạng mặt cắt của cấu kiện lắp ghép.*

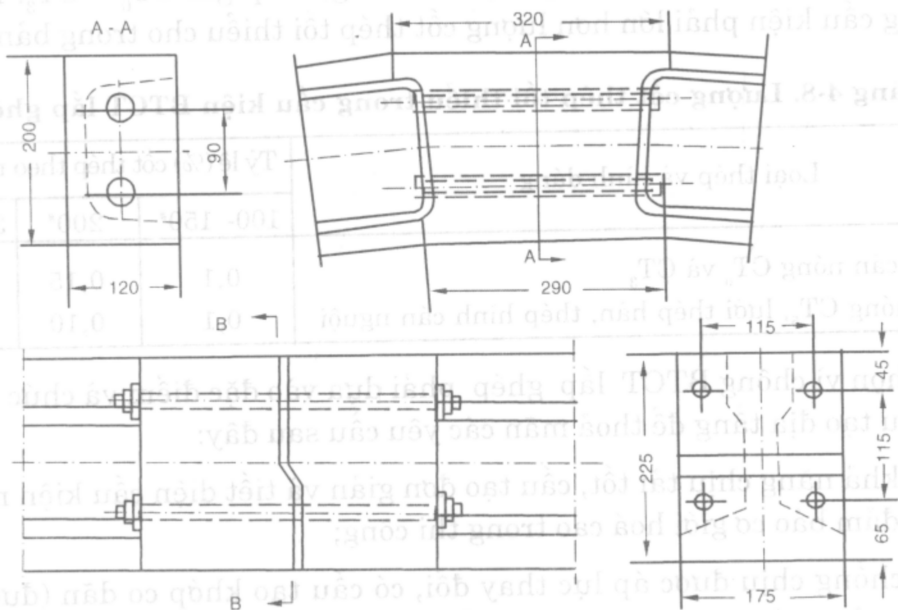
Việc chọn kiểu dáng mặt cắt của cấu kiện phải thoả mãn yêu cầu về: tiết kiệm vật liệu, đủ khả năng chịu lực và có khả năng sản xuất đại trà. Mức chi phí vật tư

và khả năng chịu lực của từng loại tiết diện cấu kiện được nêu trong bảng 4-7. Mỗi loại cấu kiện lắp ghép có kiểu liên kết khác nhau:

- Liên kết kiểu khớp nối (hình 4-20);
- Liên kết kiểu ngàm cứng (hình 4-21).



Hình 4-20. Chi tiết cấu tạo liên kết của cấu kiện BTCT.



Hình 4-21. Chi tiết cấu tạo liên kết cứng của cấu kiện BTCT.

Bảng 4-7. Đặc điểm tiết diện cấu kiện

Kiểu mặt cắt	Diện tích mặt cắt (cm^2)		Mômen uốn tính toán cho phép (T.m)
	Bê tông	Cốt thép	
Hình 4-19a			
I	309,2	14,8	3,899
II	274,5	13,5	3,529
III	255,8	12,0	2,751
IV	242,8	11,55	2,500
Hình 4-19b			
I	171,8	8,23	2,245
II	172,6	8,23	2,277
III	175,5	8,65	2,375
IV	151,7	7,65	1,737
Hình 4-19c			
I	139,7	8,3	2,273
II	150,0	9,0	2,413
III	160,4	7,57	2,066
IV	147,7	7,46	1,911

Do điều kiện làm việc cục bộ và yêu cầu của việc liên kết (lắp ghép), mặt cắt ở các điểm nối lớn hơn so với chỗ khác của cấu kiện. Các vật đệm tạo khớp (quả cầu bê tông cốt thép, thỏi gỗ) có các dạng: ghép mộng, ghép bằng bulông. Cốt thép trong cấu kiện thường dùng thép cây cán nóng, thép gai $CT_0 - CT_3$. Lượng cốt thép trong cấu kiện phải lớn hơn lượng cốt thép tối thiểu cho trong bảng 4 – 8.

Bảng 4-8. Lượng cốt thép tối thiểu trong cấu kiện BTCT lắp ghép

N_0	Loại thép và hình dáng	Tỷ lệ (%) cốt thép theo mác bêtông		
		100- 150*	200*	300 – 400*
1	Thép cán nóng CT_0 và CT_3	0,1	0,15	0,2
2	Cán nóng CT_5, lưới thép hàn, thép hình cán nguội	0,1	0,10	0,15

Khi chọn vì chống BTCT lắp ghép phải dựa vào đặc điểm và chức năng của nó, vào cấu tạo địa tầng để thoả mãn các yêu cầu sau đây:

a) Có khả năng chịu tải tốt, cấu tạo đơn giản và tiết diện cấu kiện nhỏ nhất, đồng thời đảm bảo cơ giới hoá cao trong thi công;

b) Vì chống chịu được áp lực thay đổi, có cấu tạo khớp co dãn (đường hầm chịu ảnh hưởng của công tác khoan, nổ mìn khi thi công), vận hành công trình thuận tiện;

c) Có khả năng sản xuất đại trà các cấu kiện lắp ghép trong nhà máy;

5.2. Tính toán vì chống bằng BTCT kiểu lắp ghép

Thường dùng phương pháp tính toán dựa vào biểu đồ ứng suất cho phép, nhưng gần đây còn dùng phương pháp dựa vào trạng thái cực hạn. Cũng giống như các công trình trên mặt đất, trạng thái cực hạn của công trình ngầm được chia ra ba trạng thái: khả năng chống đỡ (cường độ và tính an toàn); trạng thái giới hạn cường độ; trạng thái giới hạn về biến dạng và trạng thái phát sinh khe nứt. Khả năng có thể đạt đến trạng thái cực hạn như vậy tuỳ thuộc vào nhiều yếu tố như tải trọng, vật liệu gia cường, điều kiện làm việc của kết cấu gia cường,...

Việc tính toán công trình theo trạng thái cực hạn phải dùng nhiều tham số tính toán như: hệ số vượt tải, hệ số đồng nhất của vật liệu gia cường và hệ số điều kiện làm việc,... Việc xác định các giá trị đặc trưng này so với công trình trên mặt đất là một vấn đề rất phức tạp. Hiện nay, vấn đề xác lập các giá trị đặc trưng dùng trong tính toán vì chống bằng BTCT kiểu lắp ghép vẫn chưa hoàn tất, tuy nhiên hiện tại độ lớn của các giá trị đặc trưng dùng trong tính toán được lấy gần đúng như sau:

a. Hệ số vượt tải

Trong tính toán theo trạng thái giới hạn, tải trọng tính toán xác định bằng công thức:

$$q = nq^{tc} \qquad (4\text{-}39)$$

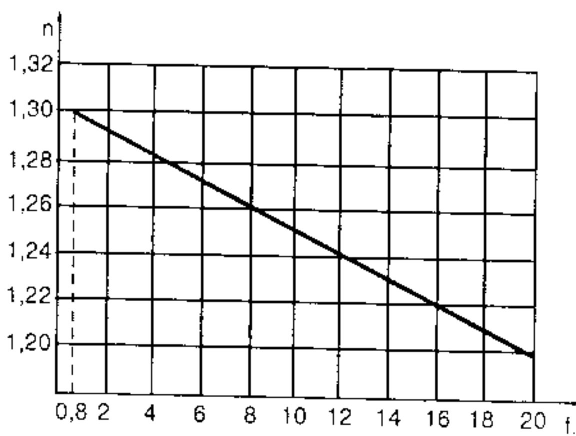
Trong đó:

q - tải trọng tính toán;

n - hệ số vượt tải;

q^{tc} - tải trọng tiêu chuẩn.

Tải trọng tiêu chuẩn xác định theo lý thuyết vòm biến dạng cân bằng tự nhiên, có sự sai lệch nào đó so với tải trọng thực tế, độ sai lệch dao động khoảng 20 ~ 30%. Vì vậy, khi tính toán vì chống BTCT kiểu lắp ghép lấy hệ số vượt tải n = 1,1 ~ 1,3 và căn cứ vào biểu đồ quan hệ $n = f(f_c)$, hình 4-22.



Hình 4-22. *Biểu đồ quan hệ giữa hệ số vượt tải n và hệ số cường độ của đất đá f_c*

b. Hệ số đồng nhất của vật liệu

Hệ số này thay đổi theo kỹ thuật sản xuất cấu kiện và hình dáng vì chống, đối với vì chống BTCT lắp ghép lấy gần giống công trình xây dựng trên mặt đất.

Cường độ tính toán của vật liệu làm vì chống bằng tổng cườngđộ tiêu chuẩn và hệ số đồng nhất tương ứng (bảng 4-9 và bảng 4-10).

Bảng 4-9. Cường độ tính toán cực hạn của bê tông (kG/cm²)

N_o	Trạng thái ứng suất	Điều kiện sản xuất	Kí hiệu	Mác bê tông				
				50	75	100	150	200
1	Cường độ nén đúng tâm trục	Cường độ tiêu chuẩn	R_t^{tc}	40	60	80	115	145
		Nhà máy hiện đại (A)	R_t	24	56	48	70	90
		Xí nghiệp địa phương,.. (B)	R_t	22	33	44	65	80
2	Cường độ nén khi chịu uốn	Cường độ tiêu chuẩn	R_n^{tc}	50	75	100	140	180
		Nhà máy hiện đại (A)	R_n	30	45	60	85	110
		Xí nghiệp địa phương,.. (B)	R_n	27	41	55	80	100
3	Cường độ chịu kéo	Cường độ tiêu chuẩn	R_k^{tc}	6.0	8.0	10	13	16
		Nhà máy hiện đại (A)	R_K	2.7	3.6	4.5	5.8	7.2
		Xí nghiệp địa phương,.. (B)	R_K	2.4	3.2	4.0	5.2	6.4

Bảng 4-10. Cường độ tính toán cực hạn của cốt thép

N_0	Chủng loại thép	Cường độ tính toán kG/cm²	
		Kéo	Nén
1	Cán móng CT_0, thép tấm, thép hình	1900	1900
2	Thép cán nóng CT_3	2400	2400
3	Cán nóng CT_0 áp lực cao	2300	1900
4	Cán nóng CT_3 áp lực cao	2700	2400
5	Thép hình cán nóng CT_5	2700	2700
6	Dây thép cán nguội $\Phi \leq 5$mm	4500	4500
7	Thép cán nguội Φ 6 ~ 10	3600	2600
8	Thép hình cán nguội CT_0 và CT_3	3600	3600

c. Hệ số điều kiện làm việc

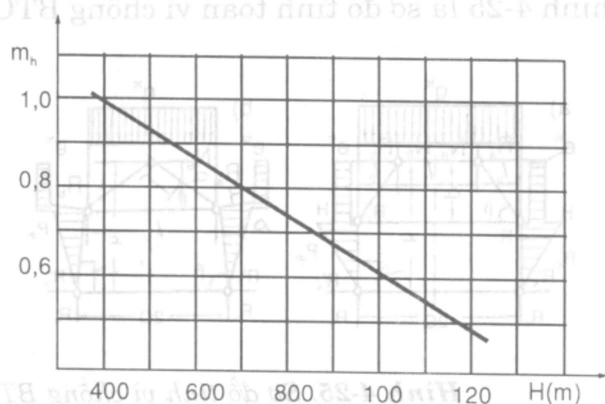
Hệ số này là hệ số quan trọng nhất được xác định theo trạng thái làm việc của cấu tạo vì chống và các đặc điểm của điều kiện địa chất cụ thể. Như vậy, khi chọn hệ số điều kiện làm việc phải căn cứ vào: độ sâu đào hầm, điều kiện địa chất thuỷ văn, đặc điểm địa chất xung quanh đường hầm, mức độ chèn chặt phần không gian phát sinh phía sau vì chống (phía mặt ngoài vì chống).

Hệ số điều kiện làm việc được xác định bằng công thức:

$$m = m_H . m_1 . m_2 . m_3 \qquad (4\text{-}40)$$

Trong đó:

m_H - hệ số xét đến độ sâu đào hầm. Theo kết quả thí nghiệm, trị số áp lực đất được tính toán theo lý thuyết vòm biến dạng cân bằng tự nhiên không phụ thuộc vào độ sâu đào hầm (trong phạm vi độ sâu 300~400m). Tuy nhiên, áp lực đất sẽ thay đổi khi độ sâu đào hầm tăng lên. Cho tới nay, việc xác định chính xác ảnh hưởng của độ sâu đào hầm vẫn chưa giải quyết được. Do đó, không thể không lấy một giá trị gần đúng cho hệ số điều kiện làm việc. Kết quả nghiên cứu lý thuyết cho thấy, đối với tầng đá cứng, độ sâu đào hầm từ 400 ~ 1200m, áp lực đất tăng lên khoảng 2 lần. Như vậy, khi hầm đào ở độ sâu H = 400-1200m ta nên chọn m_H = 1,0 ~ 1,5 (hình 4-23).

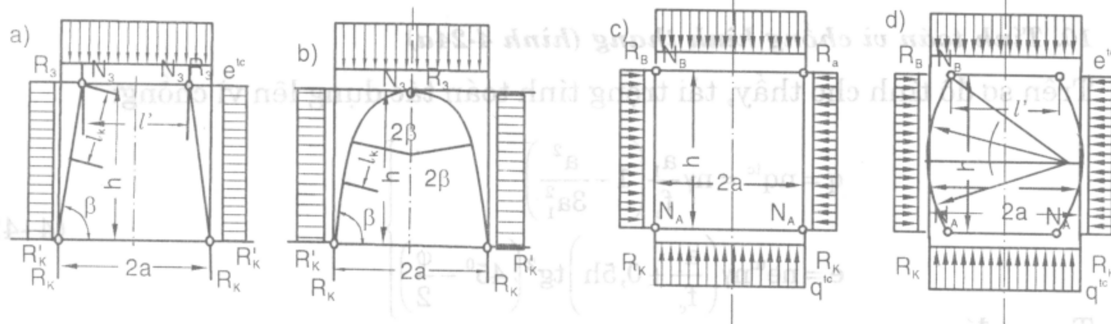


***Hình 4-23.** Hệ số m_H theo độ sâu đào hầm H*

m_1 - hệ số xét đến điều kiện địa chất thuỷ văn. Đất đá nằm dưới mực nước ngầm cường độ và độ ẩm ổn định bị giảm gây bất lợi cho vì chống bằng BTCT. Nước ngầm có thể gây ra hiện tượng thẩm thấu vào BTCT, tác dụng ăn mòn hoặc hoà tan làm giảm tuổi thọ của vì chống lò. Do đó, theo đặc điểm của điều kiện nước dưới đất và theo kinh nghiệm nên lấy hệ số điều kiện làm việc m_1 = 0,8 ~ 0,9.

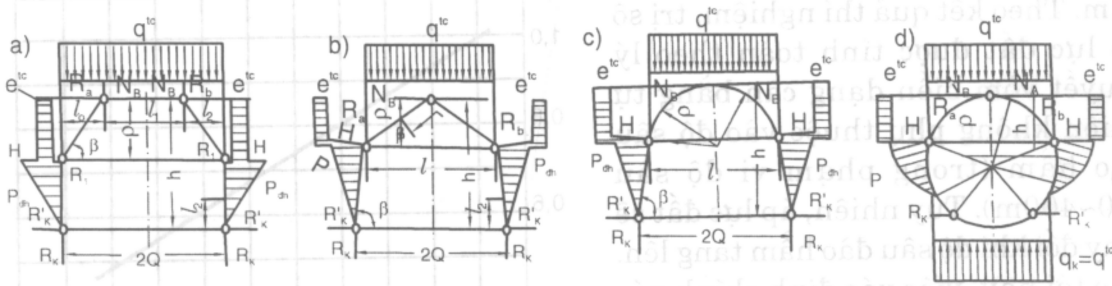
m_2 - hệ số xét đến điều kiện địa chất ở xung quanh đường hầm, lấy m_2 = 0,8 ~ 0,9. Các điều kiện địa chất cần quan tâm là: loại đất đá, mức độ phong hoá, tính nứt nẻ và tính phân lớp,... của đá ở vách và trần hầm;

m_3 - hệ số phụ thuộc mức độ chèn chặt của đất bao quanh phía ngoài vì chống, lấy m_3 = 1,0. Sơ đồ tính toán vì chống BTCT kiểu lắp ghép được thể hiện trên hình 4-24.



***Hình 4-24.** Sơ đồ tính toán vì chống BTCT lắp ghép hệ thống có lực ép ngang.*

Như thấy trên sơ đồ tính toán, áp lực đứng và áp lực ngang là tải trọng phân bố đều, mỗi mối liên kết được xem là hệ tĩnh định được cấu tạo liên kết ngàm. Trên hình 4-25 là sơ đồ tính toán vì chống BTCT lắp ghép là hệ có lực ép ngang.



Hình 4-25. Sơ đồ tính vì chống BTCT lắp ghép hệ số lực ép ngang.

$$q^{tc} = \gamma h_1\left(1 - \frac{a^2}{3a_1}\right);\ \text{b,c,d có } q^{tc} = \gamma h_1\left(1 - \frac{l^2}{12a_1^2}\right);\ e_n = \gamma(h_1 + 0{,}5h)\,tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Trên hình 4 - 25 cho thấy, vì chống chịu các lực tác dụng: áp lực chủ động, áp lực bị động và phản lực đàn hồi (P_{dh}). Ở đây phản lực đàn hồi xuất hiện là kết quả biến vị về phía địa tầng do tải trọng truyền từ cột xuống. Qua thí nghiệm cho thấy, dù cột của hệ liên kết khớp, phản lực P_{dh} vẫn phân bố theo sơ đồ hình tam giác dọc theo toàn bộ chiều cao của cột. Cường độ lớn nhất của phản lực đàn hồi tính theo công thức:

$$q_{dh} = \frac{2P_{dh}}{l_c} \tag{4 - 41}$$

Trong đó:

P_{dh} – hợp lực của phản lực đàn hồi;

l_c – chiều dài của cột.

Sau khi xác định được nội lực của mỗi cấu kiện, việc tính toán mặt cắt ở trạng thái chịu tác dụng đồng thời cả lực uốn và nén còn phải xét đến sự uốn dọc do tiết diện có chiều dày nhỏ và chiều dài của thanh lớn. Sau đây sẽ đề cập đến phương pháp xác định nội lực theo hình dạng vì chống hầm.

10. Tính toán vì chống hình thang (hình 4-24a)

Trên sơ đồ tính cho thấy, tải trọng tính toán tác dụng lên vì chống:

$$\left.\begin{aligned} q &= nq^{tc} = n\gamma\frac{a_1}{f_c}\left(1 - \frac{a^2}{3a_1^2}\right) \\ e &= ne^{tc}n\gamma\left(\frac{a_1}{f_c} + 0{,}5h\right)tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) \end{aligned}\right\} \tag{4 -42}$$

Trong đó:

q - tải trọng tính toán thẳng đứng phân bố đều;

n - hệ số vượt tải;
q^{tc} - tải trọng tiêu chuẩn thẳng đứng phân bố đều;
γ - dung trọng địa tầng;
a_1 - nửa chiều rộng vòm biến dạng cân bằng tự nhiên;
a - nửa chiều rộng của hầm;
e - áp lực bên tính toán phân bố đều;
h - chiều cao của hầm;
φ - góc ma sát trong của địa tầng.

Do dựa các tải trọng này, phản lực phát sinh tại điểm tựa ở chân cột như sau:

$$\left.\begin{aligned} R_{cd} &= q.a \\ R_c' &= \frac{e.h}{2} - \frac{q}{8h}\left(4a^2 - l'^2\right) \end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}43)$$

a. Xác định dầm xà

Dầm xà được tính như một dầm đơn giản, đồng thời chịu lực uốn và nén do tải trọng phân bố đều thẳng đứng q và tải trọng truyền từ cột vào dầm. Các phản lực ngang và phản lực thẳng đứng phát sinh tại khớp gối của dầm là:

$$\left.\begin{aligned} R_B &= \frac{ql'}{2} \\ N_B &= \frac{e.h}{2} + \frac{q}{8h}\left(4a^2 - l'^2\right) \end{aligned}\right\} \quad (4\text{ - }44)$$

Bây giờ ta tính nội lực phát sinh trong dầm xà như sau:

Mômen uốn tại tiết diện cách gối tựa một khoảng l_x:

$$M_x = \frac{ql_2\left(l' - l_x\right)}{2} \quad (4\text{ - }45)$$

Tại tiết diện chính giữa:

$$M_{l'/2} = M_{max} = \frac{ql'^2}{B} \quad (4\text{ - }45a)$$

Lực cắt tại tiết diện cách gối tựa khoảng l_x:

$$Q_x = \frac{ql'}{2} - ql_x \quad (4\text{ - }46)$$

Tại tiết diện giữa:

$$Q_{l'/2} = 0 \quad (4\text{ - }46a)$$

Tại gối tựa:

$$Q_B = R_B = \frac{ql}{2} \quad (4 - 46b)$$

Lực theo phương trục phát sinh trong dầm bằng phản lực N_B của phương ngang gây ra tại khớp gối của dầm.

b. Tính toán cột của vì chống

Cột thường bố trí nghiêng một góc β = 80 - 82° so với phương nằm ngang. Cột chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng phân bố đều q, tải trọng ngang phân bố đều e và các tải trọng truyền từ dầm xà xuống, như vậy, cột được tính giống dầm đơn giản chịu tác dụng của lực uốn và lực nén. Xác định nội lực trong cột như sau:

Mômen uốn tại tiết diện cách đầu cột một khoảng l_x:

$$M_x = \frac{1}{2}\left(ql'l_x\cos\beta + ql_x^2\sin^2\beta\right) - N_B l_x\sin\beta \quad (4\text{-}47)$$

Lực cắt tại tiết diện l_x:

$$Q_x = \frac{1}{2}ql'\cos\beta - \left[\frac{e.h}{2} + \frac{q}{8h}\left(4a^2 - l'^2\right)\right]\sin\beta + ql_x\cos^2\beta + el_x\sin^2\beta \quad (4\text{-}48)$$

Lực cắt tại tiết diện đầu cột:

$$Q' = \frac{1}{2}ql'\cos\beta - \left[\frac{e.h}{2} + \frac{q}{8h}\left(4a^2 - l'^2\right)\right]\sin\beta \quad (4\text{-}48a)$$

Lực cắt tại tiết diện chân cột:

$$Q'' = \frac{1}{2}qa\cos\beta + \left[\frac{e.h}{2} - \frac{q}{8h}\left(4a^2 - l'^2\right)\right]\sin\beta \quad (4 - 48b)$$

Lực theo phương dọc trục tại tiết diện l_x:

$$N_2 = \frac{1}{2}ql'\sin\beta + \left[\frac{e.h}{2} + \frac{q}{8h}(4a^2 - l'^2)\right]\cos\beta + ql_x\sin\beta\cos\beta - el_x\sin\beta\cos\beta \quad (4\text{-}49)$$

Tại tiết diện đầu cột:

$$N' = \frac{1}{2}ql'\sin\beta + \left[\frac{e.h}{2} + \frac{q}{8h}\left(4a^2 - l'^2\right)\right]\cos\beta \quad (4\text{-}49a)$$

Tại tiết diện chân cột:

$$N'' = \frac{1}{2}q\sin\beta - \left[\frac{e.h}{2} - \frac{q}{8h}\left(4a^2 - l'^2\right)\right]\cos\beta \quad (4\text{-}49b)$$

Dựa vào kết quả tìm nội lực tiến hành kiểm tra ứng suất và tiết diện cấu kiện

2. *Tính toán vì chống hình cung 3 gối tựa (hình 4-24b)*

Vì chống tạo bởi 2 cấu kiện lắp ghép, đồng thời chịu lực uốn và lực nén. Tải trọng tính toán tác dụng vào vì chống được tính theo công thức (4-42). Phản lực phát sinh tại khớp gối chân cột:

$$\left.\begin{aligned} R_K &= q.a \\ R'_K &= \frac{eh^2 - qa^2}{2h} \end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}50)$$

Phản lực tại gối tựa ở đỉnh vòm:

$$N_B = \frac{qa^2 + eh^2}{2h} \qquad (4\text{-}51)$$

Nội lực sinh ra tại tiết diện cấu kiện xác định như sau:

Mômen uốn tại tiết diện l_x:

$$M_x = N_B\left[r(1-\cos\beta) + l_x\sin\beta\right] - \frac{q}{2}(r\sin\beta + l_x\cos\beta)^2 - \frac{e}{2}\left[r(1-\cos\beta) + l_x\sin\beta\right]^2 \qquad (4\text{-}52)$$

Tại điểm nối ($l_x = 0$) đoạn cong và đoạn thẳng của vì chống:

$$M_0 = N_B r(1-\cos\beta) - \frac{1}{2}qr^2\sin^2\beta - \frac{1}{2}er^2(1-\cos\beta)^2 \qquad (4\text{-}52a)$$

Lực cắt tại tiết diện l_x:

$$Q_x = N_B\sin\beta - q(r\sin\beta + l_x\cos\beta)\cos\beta - e\left[r(1-\cos\beta) + l_x\sin\beta\right]\sin\beta \qquad (4\text{-}53)$$

Lực cắt tại gối đỡ dưới:

$$Q'' = qa\cos\beta + \frac{(eh^2 - qa^2)\sin\beta}{2h} \qquad (4\text{-}53a)$$

Tại tiết diện gối nối trên:

$$Q' = 0 \qquad (4\text{-}53b)$$

Lực hướng trục tại tiết diện l_x:

$$N_x = N_B\cos\beta + q(r\sin\beta + l_x\cos\beta)\sin\beta - e\left[r(1-\cos\beta) + l_x\sin\beta\right]\cos\beta \qquad (4\text{-}54)$$

3. *Tính vì chống hình đa giác có 6 khớp gối (hình 4.18c và 4. 25a).*

a. Tính dầm ngang

Dầm chịu tác dụng của tải trọng đứng phân bố đều và tải trọng tác dụng từ thanh xiên. Như vậy, cấu kiện đồng thời chịu lực nén và lực uốn.

Phản lực tại các gối tựa (khớp) như sau:

$$\left.\begin{aligned} R_B &= \frac{ql}{2} \\ N_B &= \frac{ql_1 l_2 + ql_2^2 + e\rho^2}{2\rho} \end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}55)$$

Mômen tại tiết diện l_x:

$$M_x = \frac{ql_x(l_1 - l_x)}{2} \quad (4\text{-}56)$$

Tại tiết diện chính giữa dầm ngang:

$$M_{l/2} = M_{max} = \frac{ql_1^2}{8} \quad (4\text{-}56a)$$

Lực cắt tại tiết diện l_x:

$$Q_x = \frac{ql_1}{2} - ql_x \quad (4\text{-}57)$$

Lực cắt tại khớp nối:

$$Q_0 = R_B = \frac{ql_1}{2} \quad (4\text{-}57a)$$

Lực cắt tại tiết diện chính giữa:

$$Q_{l/2} = 0 \quad (4\text{-}57b)$$

Lực dọc dầm tại tiết diện bất kỳ bằng N_B.

b. Tính thanh xiên (thanh kèo)

Thanh xiên được xem là dầm đơn giản chịu tác dụng của tải trọng đứng phân bố đều q, tải trọng ngang phân bố đều e và tải trọng do dầm ngang truyền đến.Phản lực phát sinh tại khớp nối phần dưới của thanh xiên:

$$\left.\begin{aligned} R &= ql_2 + R_B \\ H &= N_B - e\rho \end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}58)$$

Tính toán nội lực ở tiết diện thanh xiên như sau:

Mô men tại tiết diện cách khớp nối trên một khoảng l_x:

$$M_x = N_B l_x \sin\beta - R_B l_x \cos\beta - \frac{1}{2} q l_x^2 \cos^2\beta - \frac{1}{2} e l_x^2 \sin^2\beta \quad (4\text{-}59)$$

Tại các khớp nối không có mômen:

Lực cắt tại tiết diện có khoảng cách l_x:

$$Q_x = N_B\sin\beta - R_B\cos\beta - ql_x\cos^2\beta - el_x\sin^2\beta \quad (4\text{-}60)$$

Tại tiết diện khớp nối trên:

$$Q'_{xn} = N_B\sin\beta - R_B\cos\beta \quad (4\text{-}60a)$$

Tại tiết diện khớp nối dưới:

$$Q''_{xn} = N_B\sin\beta - R_B\cos\beta - ql_2\cos^2\beta - e\rho\sin^2\beta \quad (4\text{-}60b)$$

Lực dọc trục xà tại tiết diện l_x:

$$N_x = N_B\cos\beta + R_B\sin\beta + ql_x\cos\beta\sin\beta - el_x\sin\beta\cos\beta \quad (4\text{-}61)$$

Lực dọc trục tại tiết diện khớp nối phía trên xà:

$$N'_{xn} = N_B\cos\beta + R_B\sin\beta \quad (4\text{-}61a)$$

Tại tiết diện khớp nối phía dưới xà:

$$N''_{xn} = N_B\cos\beta + R_B\sin\beta + ql_2\sin\beta - e\rho\cos\beta \quad (4\text{-}61b)$$

3. Tính toán cột chống.

Cột vì chống chịu tác dụng của tải trọng từ xà truyền xuống và phản lực đàn hồi của đất đá vách hầm (áp lực bị động). Tải trọng được truyền từ xà vào cột vì chống bằng phản lực sinh ra ở khớp nối dưới của xà:

$$\left.\begin{aligned}&\text{Lực thẳng đứng} \quad N_c = q.a\\ &\text{Lực đẩy ngang} \quad H = N_B - e\rho\end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}62)$$

Do lực đẩy H, cột chống bị biến vị về phía vách hầm tạo ra áp lực bị động từ đất đá, phản lực đàn hồi tác dụng phân bố dạng tuyến tính, hợp lực đó:

$$P_{dh} = \frac{3H}{2} \quad (4\text{-}63)$$

Khi chiều dài cột là l_c thì giá trị lớn nhất của phản lực đàn hồi:

$$q_b = \frac{2P_{dh}}{l_c} \quad (4\text{-}64)$$

Các phản lực sinh ra tại tiết diện khớp dưới của cột chống:

$$\left.\begin{aligned}R_K &= N_c\\ R'_K &= 0{,}5H\end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}65)$$

Xác định các nội lực phát sinh tại tiết diện cột:

- Mômen uốn tại tiết diện cách khớp nối phía dưới một khoảng l_x:

$$M_x = R_K^{'} . l_x - \frac{q_x l_x^2}{6} \quad (4\text{-}66)$$

Ở đây: $q_x = q_h \times \frac{l_x}{l_c}$.

- Lực cắt tại tiết diện l_x:

$$Q_x = R_K^{'} - \frac{q_x l_x}{2} \quad (4\text{-}67)$$

Tại tiết diện khớp nối phía trên:

$$Q_c^{'} = H \quad (4 - 67a)$$

Tại tiết diện khớp nối phía dưới:

$$Q_c^{''} = R_K^{'} \quad (4\text{-}67b)$$

Phản lực theo phương dọc trục cột là N_c.

4. Tính toán vì chống hình đa giác 5 khớp nối (hình 4 - 25b)

a. Tính toán thanh xiên (thanh kèo)

Thanh xiên được xem là một dầm nghiêng đơn giản chịu tác dụng của tải trọng đứng phân bố đều q và áp lực ngang phân bố đều e. Vậy phản lực tại khớp nối dưới của thanh xiên (khớp đặt ở phía vách):

$$\left.\begin{aligned} R_1 &= \frac{ql}{2} \\ H &= \frac{ql^2 - 4e\rho^2}{8\rho} \end{aligned}\right\} \quad (4 - 68)$$

Trong đó:

$$q = nq^{tc} = n\gamma \frac{a_1}{f_c}\left(1 - \frac{l^2}{12a_1^2}\right)$$

$$e = ne^{tc} = n\gamma\left[\frac{a_1}{f_c} + 0,5\rho tg^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)\right]$$

Phản lực tại khớp trên (khớp đỉnh) của thanh xiên:

$$N_B = \frac{ql^2 + 4e\rho^2}{8\rho} \quad (4\text{-}69)$$

Xác định các nội lực trong thanh xiên:

- Mômen uốn tại tiết diện cách khớp ở đỉnh một khoảng l_x:

$$M_x = N_B l_x \sin\beta_1 - \frac{q l_x^2}{2}\cos^2\beta_1 - \frac{e l_x^2}{2}\sin^2\beta \qquad (4\text{-}70)$$

- Lực cắt tại tiết diện l_x:

$$Q_x = N_B l_x \sin\beta_1 - q l_x \cos^2\beta - e l_x \sin^2\beta_1 \qquad (4\text{-}71)$$

- Lực cắt tại khớp nối phía trên:

$$Q'_{xà} = N_B \sin\beta_1 \qquad (4\text{-}71a)$$

- Tại khớp nối phía dưới:

$$Q''_{xà} = R_1 \cos\beta_1 - H \sin\beta_1 \qquad (4\text{-}71b)$$

- Lực dọc trục tại tiết diện l_x:

$$N_x = N_B \cos\beta_1 + q l_x \cos\beta_1 \sin\beta_1 - e l_x \sin\beta_1 \cos\beta_1 \qquad (4\text{-}72)$$

- Tại tiết diện khớp ở đỉnh:

$$N'_{xà} = N_a \cos\beta_1 \qquad (4\text{-}72a)$$

- Tại tiết diện khớp phía dưới:

$$N''_{xà} = R_1 \sin\beta_1 + H \cos\beta_1 \qquad (4\text{-}72b)$$

b. Tính toán cột vì chống:

Cột vì chống được xác định như một dầm đơn giản chịu tác dụng của tải trọng từ xà truyền xuống và áp lực bị động do vách đá gây ra. Tải trọng tác dụng vào phần trên của cột bằng phản lực (R_1 và H) tại khớp nối phía dưới của xà. Phản lực đàn hồi của địa tầng vách hầm được phân bố dạng tuyến tính đối với chiều dài cột và có thể tính được hợp lực này như sau:

$$P_{dh} = \frac{3}{2}\left(H_c \sin\beta_2 - P_c \cos\beta_2\right) \qquad (4\text{-}73)$$

Giá trị lớn nhất của phản lực đàn hồi:

$$q_b = \frac{2P_{dh}}{l_c} \qquad (4\text{-}74)$$

Các phản lực của khớp tại tiết diện chân cột :

$$\left.\begin{aligned} R_K &= \frac{ql}{2} + P_{dh}\cos\beta_2 \\ R'_K &= P_{dh}\sin\beta_2 - H_c \end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}75)$$

Xác định các nội lực tại các tiết diện của cột:

- Mômen uốn tại tiết diện cách chân cột một khoảng l_x:

$$M_x = R'_K l_x \sin\beta_2 + R_K l_x \cos\beta_2 - \frac{q_x l_x^2}{6} \tag{4-76}$$

- Lực cắt tại tiết diện l_x là:

$$Q_x = R'_K \sin\beta_2 - R_K \cos\beta_2 - \frac{q_x l_x}{2} \tag{4-77}$$

- Tại tiết diện khớp phía trên:

$$Q'_c = H_c \sin\beta_2 - P_c \cos\beta_2 \tag{4-77a}$$

- Tại tiết diện khớp phía dưới:

$$Q''_c = R_K \cos\beta_2 - R'_K \sin\beta_2 \tag{4-77b}$$

- Lực dọc trục tại các tiết diện cột:

$$N_c = H_c \cos\beta_2 + P_c \sin\beta_2 \tag{4 - 78}$$

5. Tính toán vì chống hình cung có 5 khớp nối (hình 4.25c)

a. Tính cấu kiện hình cung tròn

Hai cấu kiện tạo thành cung tròn được coi là cung dầm đơn giản (đồng trục) chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng phân bố đều q và áp lực ngang phân bố đều e.

Các phản lực gây ra tại khớp nối phía dưới (khớp ở phía vách hầm):

$$\left.\begin{aligned} R_1 &= \frac{ql}{2} \\ H &= \frac{ql^2 - 4e\rho^2}{8\rho} \end{aligned}\right\} \tag{4-79}$$

Phản lực sinh ra tạo khớp ở đỉnh:

$$N_B = \frac{ql^2 + 4e\rho^2}{8\rho} \tag{4-80}$$

Bây giờ xác định các nội lực trong vì chống:

Mômen, lực cắt và lực dọc trục tại các tiết diện tương ứng với góc φ_x tính từ trung tâm cung tròn như sau:

$$M_x = N_B.r(1-\cos\varphi_x) - \frac{1}{2}qr^2\sin^2\varphi_x - \frac{1}{2}er^2(1-\cos\varphi_x)^2 \tag{4-81}$$

$$Q_x = N_B \sin\varphi_x - qr\sin\varphi_x\cos\varphi_x - er(1-\cos\varphi_x)\sin\varphi_x \tag{4-82}$$

$$N_x = N_B \cos\varphi_x + qr\sin^2\varphi_x - er(1-\cos\varphi_x)\cos\varphi_x \tag{4-83}$$

Tại tiết diện khớp nối ở đỉnh có:

$$M' = 0 \tag{4-81a}$$

$$Q' = 0 \tag{4-82a}$$

$$N' = N_B \tag{4-83a}$$

Tại tiết diện khớp nối phía dưới có:

$$Q'' = R_B \cos\beta - H\sin\beta \tag{4-82b}$$

$$N'' = R_1 \sin\beta + H\cos\beta \tag{4-83b}$$

b. Tính toán cột vì chống.

Cột vì chống cũng được xem là dầm đơn giản chịu tác dụng của tải trọng truyền từ cung tròn và tải trọng bị động từ phía sau cột chống. Phương pháp tính toán ở đây cũng giống trường hợp vì chống hình đa giác.

6. Trường hợp vì chống hình tròn có 5 khớp nối

Loại vì chống này được dùng trong trường hợp nền đất đá rất yếu.

a. Tính toán cấu kiện phần phía trên.

Việc tính toán cấu kiện phần phía trên giống như phần cung tròn của vì chống hình cung tròn có 5 khớp nối, đã được đề cập ở trên.

b. Tính toán cấu kiện mặt bên.

Cấu kiện mặt bên là dầm chịu tác dụng của tải trọng H, lực P_{ng} (= R_1) truyền từ cấu kiện bên trên xuống, áp lực bị động của vách hầm và tải trọng phân bố đều (q_m) tác dụng từ nền hầm. Áp lực bị động - phản lực đàn hồi phân bố tuyến tính ở đoạn y_0 và tác dụng vuông góc vào lưng của cung. Hợp lực này tính như sau:

$$P_{dh} = \frac{Hb\sin\varphi + P_1 b\cos\varphi - \frac{1}{2}q_m r^2\left[\sin(\frac{3\varphi}{2} - \varphi_0) - \sin\frac{\varphi}{2}\right]}{b - \frac{y_0}{3}} \tag{4-84}$$

Giá trị lớn nhất của phản lực đàn hồi q_b:

$$q_h = \frac{2P_{dh}}{l_c} \tag{4 - 85}$$

Phản lực tại khớp nối phần dưới:

$$\left.\begin{aligned} R_2 &= P - P_{dh}\cos\varphi - q_m r\left[\sin\left(\frac{3\varphi}{2} - \varphi_0\right) - \sin\frac{\varphi}{2}\right] \\ R_2' &= P_{dh}\sin\varphi - H \end{aligned}\right\} \tag{4 – 86}$$

Bây giờ tính toán các nội lực:

Mômen uốn và lực cắt tại tiết diện tương ứng với góc φ_x:

$$M_x = R_2 r\left[\sin\left(\frac{\varphi}{2}-\varphi_x\right)-\sin\frac{\varphi}{2}\right]-R_2^{'} r\left[\cos\frac{\varphi}{2}-\cos(\frac{\varphi}{2}+\varphi_x)\right]+$$
$$q_m r^2\left[\sin\left(\frac{3\varphi}{2}-\varphi_0\right)-\sin\frac{\varphi}{2}\right]\left[\sin\left(\frac{\varphi}{2}-\varphi_x\right)-\frac{1}{2}\sin\left(\frac{3\varphi}{2}-\varphi_0\right)\right. \quad (4\text{-}87)$$
$$\left.-\frac{1}{2}\sin\frac{\varphi}{2}\right]+\frac{2q_x r^2}{3}\sin\frac{\varphi_x-\varphi+\varphi_0}{2}\cos^2\frac{\varphi_0-\varphi_x}{2}$$

$$Q_x = R_2\cos\left(\varphi_x+\frac{\varphi}{2}\right)-R_2^{'}\sin\left(\varphi_x+\frac{\varphi}{2}\right)+q_m r\left[\sin\left(\frac{3\varphi}{2}-\varphi_0\right)-\sin\frac{\varphi}{2}\right]\cos\left(\varphi_x+\frac{\varphi}{2}\right)+$$
$$+q_x r\sin\frac{\varphi_x-\varphi+\varphi_0}{2}\cos\frac{\varphi_0-\varphi_x}{2}\cos\left(\varphi_x-\frac{\varphi}{2}\right) \quad (4\text{-}88)$$

Tại khớp nối ở trên:

$$Q' = H\cos\varphi_1 + P\sin\varphi_1 \quad (4\text{-}88a)$$

Tại khớp nối ở phía dưới:

$$Q'' = R_2\cos\frac{\varphi}{2}-R_2^{'}\sin\frac{\varphi}{2} \quad (4\text{-}88b)$$

Lực theo phương dọc trục tại tiết diện ứng với góc φ_x:

$$N_x = R_2\sin\left(\varphi_x+\frac{\varphi}{2}\right)+R_2^{'}\cos\left(\varphi_x+\frac{\varphi}{2}\right)+q_m r\left[\sin\left(\frac{3\varphi}{2}-\varphi_0\right)-\sin\frac{\varphi}{2}\right]$$
$$\sin\left(\varphi_x+\frac{\varphi}{2}\right)+q_x r\sin\frac{\varphi_x-\varphi+\varphi_0}{2}\cos\frac{\varphi_0-\varphi_x}{2}\cos\left(\varphi_x-\frac{\varphi}{2}\right) \quad (4\text{-}89)$$

Tại khớp nối phần trên:

$$N' = H\sin\varphi_1 + R_1\cos\varphi_1 \quad (4\text{-}89a)$$

Tại khớp nối các phần dưới:

$$N'' = R_2\sin\frac{\varphi}{2}+R_2^{'}\cos\frac{\varphi}{2} \quad (4\text{-}89b)$$

c. Tính toán các cấu kiện phía dưới.

Các thanh này chịu tác dụng của địa áp đáy phân bố đều q_m, lực R_2' và R_2 truyền từ cấu kiện vách hầm.

Áp lực đáy: $q_m = \dfrac{2R_2}{b}$ (4-90)

Bây giờ xác định các nội lực.

Tại tiết diện tương ứng với góc φ_x:

$$M_x = 2R_2 r \sin\frac{\varphi_x}{2}\cos\frac{\varphi-\varphi_x}{2} - 2R_2' r \sin\frac{\varphi_x}{2}\sin\frac{\varphi-\varphi_x}{2} - 2q_m r^2 \sin\frac{\varphi_x}{2}\cos^2\frac{\varphi-\varphi_x}{2} \quad (4\text{-}91)$$

$$Q_x = -R_2\cos\left(\frac{\varphi}{2}-\varphi_x\right) + R_2'\sin\left(\frac{\varphi}{2}-\varphi_x\right) + 2q_m r\sin\frac{\varphi_x}{2}\cos\frac{\varphi-\varphi_x}{2}\cos\left(\frac{\varphi}{2}-\varphi_0\right) \quad (4\text{-}92)$$

$$N_x = R_2\sin\left(\frac{\varphi}{2}-\varphi_x\right) + R_2'\cos\left(\frac{\varphi}{2}-\varphi_x\right) - 2q_m r\sin\frac{\varphi_x}{2}\cos\frac{\varphi-\varphi_x}{2}\sin\left(\frac{\varphi}{2}-\varphi_x\right) \quad (4\text{-}93)$$

Tại các khớp nối:

$$M = 0 \quad (4\text{-}91a)$$

$$Q' = -R_2\cos\frac{\varphi}{2} + R_2'\sin\frac{\varphi}{2} \quad (4\text{-}92a)$$

$$N' = R_2\sin\frac{\varphi}{2} + R_2'\cos\frac{\varphi}{2} \quad (4\text{-}93a)$$

Khi đã tính được nội lực như trên ta có thể xác định được khả năng chống đỡ của vì chống (vỏ hầm bằng BTCT lắp ghép) theo các phương pháp tính toán kết cấu xây dựng thông thường. Như vậy, các vì chống BTCT kiểu lắp ghép là các kết cấu mềm nhất thiết phải xem xét đến cấu kiện chịu nén lệch tâm.

5.3. Các bài toán ví dụ:

Ví dụ 1: Một đường hầm 2 làn xe có diện tích tiết diện ngang S_h =13,0m² được đào xuyên qua đá phiến sét nứt nẻ không cứng rắn có $f_c = 3$; $\gamma = 2{,}5T/m^3$ và $\varphi = 65^o$. Thời gian sử dụng của hầm là 20 năm, chiều sâu H = 400m và đường hầm khô ráo. Hãy tính toán vì chống hầm bằng BTCT lắp ghép dạng đa giác có 6 khớp nối.

Bài giải:

Từ các điều kiện đã cho ta chọn tiết diện ngang của cấu kiện BTCT hình chữ Π và được bố trí lắp ghép như trên hình 4-26. Sơ đồ tính như trên hình 4-25a.

1. Xác định tải trong tính toán.

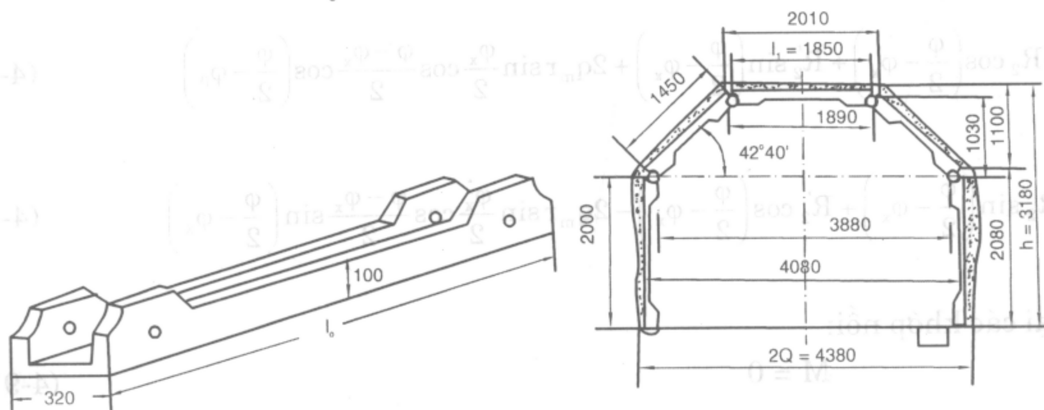
Tải trọng tiêu chuẩn được xác định theo lý thuyết vòm biến dạng cân bằng tự nhiên:

- Nửa chiều rộng vòm biến dạng cân bằng:

$$a_1 = a + h\,tg\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) = 2{,}19 + 3{,}18\,tg\left(45^0 - \frac{65^0}{2}\right) \approx 2{,}90m$$

Vậy chiều cao của vòm sẽ là:

$$h_1 = \frac{a_1}{f_c} = \frac{2,9}{3} \approx 0,97\text{m}$$



Hình 4-26. *Hình dáng và kích thước của vì chống BTCT lắp ghép.*

- Giá trị của tải trọng tiêu chuẩn thẳng đứng phân bố đều:

$$q^{tc} = \gamma h_1\left(1 - \frac{a^2}{3a_1^2}\right) = 2,5\times 0,97\left(1 - \frac{2,19^2}{3\times 2,9^2}\right) \approx 2,0\,\text{T/m}^2$$

- Giá trị tải trọng ngang phân bố đều tiêu chuẩn:

$$e^{tc} = \gamma\left(h_1 + 0,5h\right)\text{tg}\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right) = 2,5\left(0,97 + 0,5\times 3,18\right)\text{tg}\left(45^0 - \frac{65^0}{2}\right) \approx 0,32\,\text{T/m}^2$$

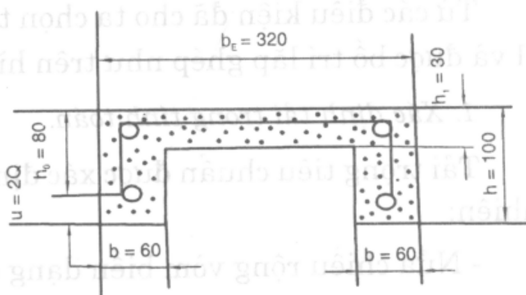
- Hệ số vượt tải tìm trên hình 4-22, với $f_c = 3$, là 1,29, lấy n = 1,3. Vậy tải trọng tính toán tác dụng lên một vì chống khi bố trí 3 vì chống trên 1m dài đường hầm:

$$q = \frac{nq^{tc}}{3} = \frac{1,3\times 2,0}{3} = 0,87\,\text{T/m}$$

$$e = \frac{ne^{tc}}{3} = \frac{1,3\times 0,32}{3} = 0,14\,\text{T/m}$$

Lấy tiết diện ngang của cấu kiện lắp ghép như trên hình 4-27 và chỉ cần tìm lượng cốt thép cần thiết là xong.

Vì độ sâu đào hầm H= 400m, từ hình 4-23 . Ta lấy $m_H = 1,0$, hầm khô ráo lấy $m_1 = 1,0$; địa tầng nứt nẻ mạnh, lấy $m_2 = 0,9$, vì chống là hệ chịu lực đẩy ngang phải chèn chặt không gian phía sau vì chống, do vậy phải lấy $m_3 = 0,9$. Thành thử:



Hình 4-27. *Kích thước tiết diện ngang của cấu kiện lắp ghép*

$$m = 1,0\times1,0\times0,9\times0,9 \approx 0,8$$

2. Tính dầm của vì chống.

Chiều dài dầm l_1 = 1,85m, góc nghiêng của thanh xiên β = 42°40', $l_2 = l_{xà}\cos\beta$ = 1,45 × 0,734m và ρ = 1,03m.

Từ công thức (4-55) tính phản lực khớp nối:

$$R_B = \frac{0,87\times1,85}{2} = 0,8T$$

$$N_B = \frac{0,87\times1,85\times1,45\times0,734 + 0,87(1,45\times0,734)^2 + 0,14\times1,03^2}{2\times1,03} = 1,4T$$

Mômen lớn nhất tại tiết diện giữa dầm (công thức 4-56a):

$$M_{max} = \frac{0,87\times1,85^2}{8} = 0,37Tm$$

Khi tính cấu kiện chịu nén lệch tâm, ở bộ phận chịu nén bố trí 2 thanh thép Φ 8 (R = 2100kG/cm² và F_{ct}' = 1,01cm²) (hình 4-27)

Trọng tâm của tiết diện ngang của dầm (cấu kiện):

$$y = \frac{\sum S_i}{\sum F_i} = \frac{0,5\times12\times10^2 + 20\times3(10-1,5)}{12\times10+20\times3} = 6,2cm$$

Lực dọc trục tác dụng truyền qua quả cầu (d = 10cm) BTCT, nên trục của khớp đệm được bố trí ở cự li khoảng $\frac{d}{2}$ so với mặt đáy của cấu kiện. Do đó độ lệch tâm của lực hướng trục:

$$e_1 = y + \frac{d}{2} = 6,2 + 5 = 11,2cm = 0,112m$$

Thành thử mômen do lực hướng tâm N_B tạo ra:

$$M_N = N_B.e_1 = 1,4\times0,112 = 0,156Tm$$

Vậy, tổng mômen phát sinh tại tiết diện giữa dầm:

$$M = M_{max} - M_N = 0,37 - 0,156 = 0,214Tm$$

Dầm là cấu kiện chịu nén lệch tâm, có khả năng chịu uốn (mảnh và dài) do đó khi có lực uốn bổ sung sẽ làm tăng độ lệch tâm ban đầu e_0. Vì vậy, cấu kiện chịu nén lệch tâm phải xét đến sự uốn dọc của nó như sau:

$$\frac{h_{th}}{h} = \frac{3}{10} = 0,3; \frac{b_{th}}{b} = \frac{32}{12} = 2,66$$

Tìm trong bảng 4-11 được hệ số ν = 0,3 và ρ = 0,66.

Theo điều kiện đã cho (tiết diện thanh hình π):

$$\frac{l_1}{h} = \frac{185}{10} = 18,5 > 35 \times \nu = 35 \times 0,3 = 10,5$$

Vậy phải quan tâm đến ảnh hưởng tính mềm của cấu kiện.

Bảng 4-11. Giá trị các hệ số ν và ρ

$\frac{h_{th}}{h}$	b_{th}/b					
	2	3	5	10	15	20
	Giá trị ν					
0,1	0,30	0,33	0,32	0,31	0,29	0,27
0,2	0,30	0,31	0,29	0,26	0,23	0,21
0,3	0,30	0,30	0,27	0,23	0,20	0,19
0,4	0,29	0,28	0,25	0,21	0,19	0,18
0,5	0,27	0,26	0,23	0,20	0,19	-
	Giá trị ρ					
0,1	0,820	0,710	0,588	0,460	0,410	-
0,2	0,756	0,641	0,526	0,435	0,392	-
0,3	0,750	0,620	0,526	0,435	0,392	-
0,4	0,730	0,620	0,520	0,147	0,360	-
0,5	0,728	0,610	0,500	0,370	0,290	-

Hệ số tăng độ lệch tâm ban đầu η tìm trên đồ thị hình 4-28. Trước tiên ta tính giá trị của η_{T_1} và l_0/h

$$\eta_{T_1} = \frac{N_B}{mbhR_u} = \frac{1400 \times 0,66}{0,8 \times 12 \times 10 \times 110} \approx 0,09$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{185}{10} = 18,5$$

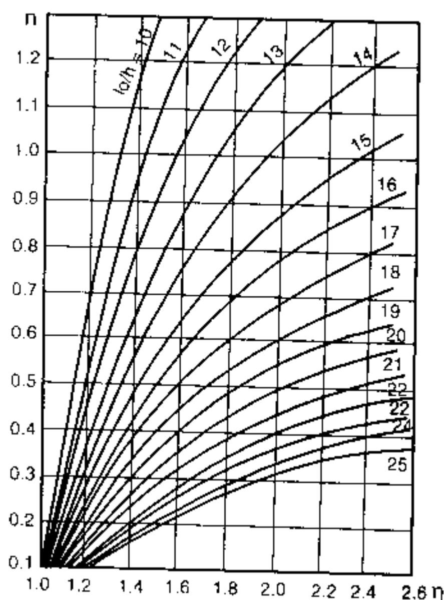
Với η_{T_1} =0,09 và $\frac{l_0}{h} = 18,5$, tìm trên hình 4-28 ta được: $\eta \approx 1,0$. Vậy khoảng lệch tâm có xét đến tính chịu uốn là:

$$e = \eta e_0 + y - a = \frac{21,4}{1,4} + 6,2 - 2 = 19,5\text{cm}$$

$$e' = \eta e_0 - (h - y) + a' = \frac{21,4}{1,4} - (10 - 6,2) + 2 = 13,5\text{cm}$$

Do đó:

$$N_B e = 1400 \times 19,5 = 27300\text{kGcm} = 0,273\text{Tm}$$



$\eta_1 = \frac{N}{mbhR_u}$.- *Tiết diện chữ nhật*

$\eta_{T_1} = \frac{N}{mbhR_u}$. - *Tiết diện chữ T*

$\eta_{01} = 1,33\frac{N}{mFR_u}$. - *Tiết diện tròn, ôvan*

l_o - *chiều dài tính toán.*

Hình 4-28. *Biểu đồ xác định giá trị của η, m_p, η_T, η_{01} và $\frac{l_0}{h}$*

Mômen mà tiết diện bê tông và cốt thép chịu nén (F_{ct}' = 1,01cm²) có thể chịu được:

$$M_{th} = m\left[R_n b_{th} h_{th}\left(h_o - \frac{h_{th}}{2}\right) + m_{ct} R_{ct} F'_{ct}(h_o - a')\right]$$

$$= 0,8\left[110 \times 32 \times 3(8-1,5) + 0,8 \times 2100 \times 1,01(8-2)\right]$$

$$= 65000\text{kGcm} = 0,65\text{Tm} > N_B e = 0,273\text{Tm}$$

Vậy $x < h_{th}$ nên cách xác định tiết diện cốt thép chịu kéo tiến hành giống khi tiết diện hình chữ nhật có chiều rộng b_{th} = 32cm.

$$e_o = \frac{21,4}{1,4} = 15,3\text{cm} > 0,3h_o = 2,4\text{cm}$$

thoả mãn trường hợp thứ nhất của cách tính cấu kiện chịu nén lệch tâm.

$$M'_{ct} = F'_{ct} m_{ct} R_{ct}(h_o - a') = 1,01 \times 2100(8-2) = 12726\text{kG.cm}$$

$$A_1 = \frac{\frac{N_B}{m}e - M'_{ct}}{b.h_o^2} = \frac{\frac{1400}{0,8}19,5 - 12726}{32 \times 8^2} \approx 10,5$$

Khi dùng bê tông M200#, cường độ chịu kéo của thép $m_{ct}.R_{ct}$ = 2100kG/cm² và A_1 = 10,5 ta tìm được r_o = 0,942 trong bảng dùng cho tính toán cấu kiện chịu uốn.

Từ biểu thức: $r_0 h_0$ = 0,942 × 8 = 7,57h_0 – a' = 8-2 = 6 ta tính được tiết diện cốt thép chịu kéo cần thiết:

$$F_{ct} = \frac{N_B}{m.m_{ct}.R_{ct}}\left(\frac{e}{h_0 - a'} - 1\right) = \frac{1400}{0,8 \times 2100}\left(\frac{19,5}{8-2} - 1\right) \approx 1,87cm^2$$

Vậy, ta chọn 2 thanh thép Φ12 (có $m_{ct}.R_{ct}$ = 2100kG/cm²) với F_{ct} = 2,26cm².

Bây giờ ta kiểm tra đối với lực cắt.

Độ lớn của lực cắt có thể chịu được:

$$Q = m.R_K.b.h_o = 0,8 \times 7,2 \times 12 \times 8 = 550kG = 0,55T < Q_1 = 0,8T$$

Vậy cốt đai xiên đạt yêu cầu. Tải trọng giới hạn cốt đai có thể đảm nhận trên 1cm theo chiều dài:

$$q_x = \frac{\left(\frac{Q}{m}\right)^2}{0,6.R_u.b.h_o^2} = \frac{\left(\frac{800}{80}\right)^2}{0,6 \times 100 \times 12 \times 8^2} = 19,6kG$$

Diện tích tiết diện tính toán của cốt thép đai trong phạm vi 1m:

$$f_x = \frac{q_x.100}{m_{ct}.R_{ct}} = \frac{19,6 \times 100}{2100} \approx 0,9cm^2$$

Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt thép đai:

$$u = \frac{0,1.m.R_u.b.h_o^2}{Q_1} = \frac{0,1 \times 0,8 \times 110 \times 12 \times 8^2}{800} = 8,5cm$$

Vậy cốt thép đai được bố trí trong dầm dùng 2 thanh thép Φ8 (f_x = 0,14cm²) đặt cách nhau 5,5cm.

3. Tính toán thanh xiên.

Theo công thức (4-58), phản lực tại khớp dưới của thanh xiên:

$$R_1 = 0,87 \times 1,45 \times 0,734 + 0,8 = 1,72T$$
$$H = 1,4 - 0,14 \times 0,678 = 1,26T$$

Mômen uốn cực đại tính theo công thức (4-60):

$$\frac{dM_x}{dl_x} = N_B \sin\beta - R_B \cos\beta - ql_2 \cos^2\beta - el_x \sin^2\beta = 0$$

Vậy:

$$l_x = \frac{N_B \sin\beta - R_B \cos\beta}{q\cos^2\beta + e\sin^2\beta} = \frac{1,4 \times 0,678 - 0,8 \times 0,734}{0,87 \times 0,734 + 0,14 \times 0,678} = 0,685m$$

Mômen uốn cực đại tại tiết diện l_x = 0,685m có trị số:

$$M_{max} = 1,4 \times 0,685 \times 0,678 - 0,8 \times 0,685 \times 0,734 - \frac{1}{2} \times 0,87 \times 0,734^2 \times 0,685^2$$
$$- \frac{1}{2} \times 0,14 \times 0,685^2 \times 0,678^2 \approx 0,125Tm$$

Mômen tại tiết diện (l = 1,05m, mặt cắt IV-IV ở phần khớp nối) ngang của thanh xiên thay đổi:

$$M_N = 1,4 \times 1,05 \times 0,678 - 0,8 \times 1,05 \times 0,734 - \frac{1}{2} \times 0,87 \times 1,05^2 \times 0,734^2$$
$$- \frac{1}{2} \times 0,14 \times 0,105^2 \times 0,678^2 = 0,1Tm$$

Từ công thức (4-60avà 4-60b) tính được lực cắt tại 2 điểm tựa:

$$Q'_{xà} = 1,4 \times 0,678 - 0,8 \times 0,734 = 0,37T$$
$$Q''_{xà} = 1,4 \times 0,678 - 0,8 \times 0,734 - 0,87 \times 1,45 \times 0,734^2 - 0,14 \times 1,45 \times 0,685^2$$
$$= -0,41T$$

Lực theo phương trục tại 2 điểm tựa tính theo công thức (4-61a và 4-61b):

$$N'_{xà} = 1,4 \times 0,734 + 0,8 \times 0,678 = 1,57T$$
$$N''_{xà} = 1,4 \times 0,734 + 0,8 \times 0,678 + 0,87 \times 1,45 \times 0,734 \times 0,678$$
$$- 0,14 \times 1,45 \times 0,734 \times 0,678 = 2,09T$$

Lực hướng trục tại tiết diện có l_x = 0,685m:

$$N''_x = 1,4 \times 0,734 + 0,8 \times 0,678 + 0,87 \times 0,685 \times 0,734 \times 0,678$$
$$- 0,14 \times 0,685 \times 0,734 \times 0,678 = 1,82T$$

Tại l_x = 1,05m:

$$N_{IV} = 1,4 \times 0,734 + 0,8 \times 0,678 + 0,87 \times 1,05 \times 0,734 \times 0,678$$
$$- 0,14 \times 1,05 \times 0,734 \times 0,678 = 1,95T$$

Mômen uốn do lực hướng trục N có độ lệch tâm e_1 = 0,112m:

$$M''_N = -N''.e_1 = -2,09 \times 0,112 = -0,23Tm$$
$$M''_x = -N''_x.e_1 = -1,82 \times 0,112 = -0,20Tm$$
$$M^{IV}_N = -N_{IV}.e_1 = -1,95 \times 0,112 = -0,22Tm$$

Như vậy, mômen bổ sung do lực hướng trục lệch tâm gây ra tại điểm tựa là lớn nhất. Nhưng độ lớn tiết diện ở phần điểm tựa lớn gấp 2 lần tiết diện chung cho nên tiết diện nguy hiểm lại là tiết diện IV-IV, nơi có chiều cao của tiết diện thay đổi. Nội lực sau chót tại tiết diện:

$$M = M^{IV} + M_N^{IV} = 0,1 - 0,22 = -0,12Tm$$
$$N = N^{IV} = 1,95T$$
$$Q = Q^{IV} = Q'' = -0,41T$$

Lượng cốt thép ở phần chịu nén và tiết diện của thanh xiên được lấy như ở dầm:

$F'_{ct} = 1,01cm^2$ và y = 6,2 cm

Khảo sát tính chịu uốn của thanh xiên:

$$\eta_{T_1} = \frac{1950 \times 0,66}{0,8 \times 110 \times 12 \times 10} = 0,12;$$

$$\frac{l_o}{h} = \frac{145}{10} = 14,5 > 10,5 \Rightarrow \eta = 1,06 \quad \text{(hình 4-28)}$$

Khoảng lệch tâm lúc này (do thanh bị cong):

$$e = \eta e_o + y - a = 1,06\frac{12,0}{1,95} + 6,2 - 2 \approx 10,6cm$$

$$e' = \eta e_o - (h - y) + a = 1,06\frac{12,0}{1,95} - (10 - 6,2) + 2 \approx 4,6cm$$

Thành thử:

$$N_c.e = 1950 \times 10,6 = 20600kG.cm \approx 0,21Tm$$

$$e_o = \frac{12,0}{1,95} = 6,5cm > 0,3h_o = 0,3 \times 8 = 2,4cm$$

nên nó thuộc vào trường hợp thứ nhất. Và lượng cốt thép chịu kéo:

$$F_{ct} = \frac{1950}{0,8 \times 2100}\left(\frac{10,6}{8 - 2} - 1\right) = 0,9cm^2 \Rightarrow$$ Dùng 2 thanh thép Φ8 có $F_{ct} \approx 1,0cm^2$

Kiểm tra lực cắt:

$mR_K bh_o = 0,8.7,2.12,8 = 550\,kG = 0,55T > Q = 0,41T \Rightarrow$

Bê tông đảm bảo an toàn nên chỉ cần có thép đai cấu tạo.

4. Tính toán cột chống

Dựa vào công thức (4-62) xác định tải trọng chủ động:

$$N_c = 0,87 \times 2,19 = 1,9T$$
$$H = 1,4 - 0,14 \times 1,5 \times 0,678 = 1,26T$$

Tải trọng bị động theo công thức (4-63 và 4-64):

$$P_{dh} = \frac{3H}{2} = \frac{3 \times 1,26}{2} = 1,89\,T$$

$$q_{bi} = \frac{2P_{dh}}{l_c} = \frac{2 \times 1,89}{2} = 1,89\,T.m$$

Phản lực tại tiết diện chân cột theo công thức (4-65):

$$R_K = 1,9T$$

$$R_K' = 0,5 \times 1,26 = 0,63T$$

Vị trí tiết diện có thể xảy ra mômen uốn lớn nhất trong cột dựa vào quan hệ sau:

$\dfrac{dM_x}{dl_x} = 0$ và ta xác định được $l_x = 1,15m$

Theo công thức (4-66) ta tính được mômen uốn lớn nhất tại $l_x = 1,15m$:

$$M_{max} = 0,63 \times 1,15 - \frac{1}{6} \times \frac{1,89}{2} \times 1,15^2 = 0,58Tm$$

Tổng mômen tại tiết diện này:

$$M = M_{max} - N_c.e_1 = 0,58 - 0,9 \times 0,112 = 0,37Tm$$

Tại khu vực chịu nén của tiết diện ngang thanh cột bố trí thép cấu tạo 2 thanh Φ10 ($F_{ct}' = 1,57cm^2$ và $m_{ct}.R_{ct} = 2100kG/cm^2$)

Khảo sát biến dạng cong của cột:

$$\eta_{T_1} = \frac{N_c}{mR_K.b.h}\rho = \frac{1900 \times 0,66}{0,8 \times 110 \times 12 \times 10} \approx 0,12 \text{ và } \frac{l_c}{h} = \frac{200}{10} = 20;$$

Tìm trên hình 4-28 ta có $\eta = 1,15$.

Độ lệch tâm khi xét đến biến dạng cong của cột:

$$e = \eta e_0 + y - a = 1,15\frac{31}{1,9} + 6,2 - 2 = 22,9cm$$

$$e' = \eta e_0 - (y - h) + a' = \frac{1,15 \times 31}{1,9} - (10 - 6,2) + 2 = 16,9cm$$

$$\text{và } N_c.e = 1900 \times 22,9 = 43500kGcm = 0,435Tm$$

Mômen tác dụng vào tiết diện và cốt thép chịu nén ($F_{ct}' = 1,57cm^2$) ở đầu nối:

$$M_{th} = 0,8[110 \times 32,3(8 - 1,5) + 2100(8 - 2)1,57] = 70800kGcm \approx 0,71Tm$$

Vậy: $M_{th} = 0,71Tm > N_c.e = 0,435Tm$.

Vì $x < h_{th}$ nên cách xác định tiết diện cốt thép chịu kéo giống như tiết diện hình chữ nhật có bề rộng $b_{th} = 32cm$.

Xác định cốt thép chịu kéo.

$e_0 = \dfrac{37}{1,9} = 16,3cm > 0,3h_0 = 2,4cm$. Vậy lại thuộc trường hợp thứ nhất.

$$M'_{ct} = F'_{ct} m_{ct} R_{ct} (h_o - a') = 1,57 \times 2100 \times 6 = 19800 kGcm$$

$$A_1 = \frac{\frac{1900}{0,8} \times 22,9 - 19800}{32 \times 8^2} = 17,0$$

Với bê tông mác 200#, $m_{ct}R_{ct}$ = 2100kG/cm² và A_1 = 17,0 ta tìm được r_0 = 0,906, tra trong bảng dùng cho tính toán cấu kiện chịu uốn.

Ta thấy r_0h_0 = 0,906 × 8 = 7,2cm > h_0 – a' = 8 – 2 = 6. Do đó tiết diện cần thiết của cốt thép chịu kéo:

$$F_{ct} = \frac{1990}{0,8 \times 2100}\left(\frac{22,9}{8-2} - 1\right) = 3,2cm^2$$. Vậy dùng 2 thanh thép Φ14.

Kiểm tra lực cắt:

$$mR_K.b.h_o = 0,8 \times 7,2 \times 12 \times 8 = 550kG = 0,55T < Q' = 1,26T$$

Vậy thép đai đã lấy đạt yêu cầu.

Xác định tải trọng giới hạn mỗi 1cm thép đai đảm nhận:

$$q_x = \frac{\left(\frac{Q}{m}\right)^2}{0,6.R_u.b.h_o^2} = \frac{\left(\frac{1,26}{0,8}\right)^2}{0,6 \times 110 \times 12 \times 8^2} = 49,3kG$$

Thành thử tiết diện tính toán của cốt thép đai cho 1m:

$$f_x = \frac{49,3 \times 100}{2100} = 2,24cm^2$$

Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai:

$$u = \frac{0,1 \times 0,8 \times 110 \times 12 \times 8^2}{1260} = 5,35cm$$

Dùng 2 thanh thép cán nguội Φ4 kép đặt cách nhau 5cm. Một thanh thép có f_x = 3,3cm²

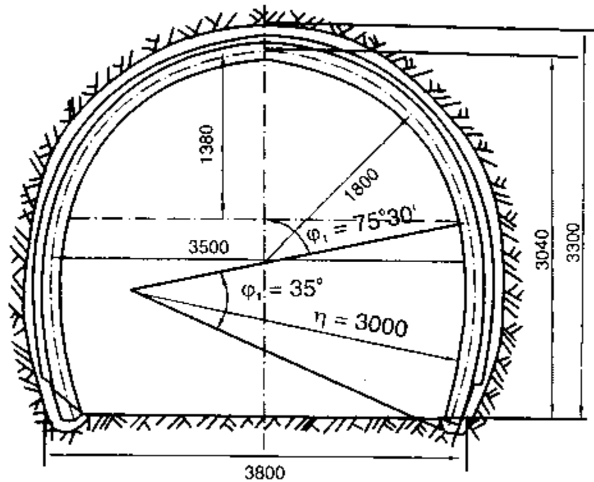
Ví dụ 2:

Một đường hầm có tiết diện ngang theo thiết kế là 13m² đào qua vùng địa tầng đất đá yếu: đá sét kết có f_c = 2, góc ma sát trong φ = 50⁰ và γ = 2,4T/m³. Độ sâu đào hầm H = 600m. Niên hạn sử dụng là 15 năm. Hãy tính toán thiết kế kết cấu vì chống BTCT lắp ghép hợp lý nhất.

Bài giải:

Theo điều kiện đã cho ta thấy đây là đường hầm chịu áp lực lớn của đất đá. Vì vậy, việc chọn hệ thống BTCT kiểu 5 khớp nối và mặt cắt các cấu kiện hình chữ T

có sức chống đỡ cao, là hợp lý. Hình dạng và kích thước của vì chống này được thể hiện trên hình 4-29.



Hình 4-29. *Cấu tạo vì chống BTCT hình bán nguyệt có 5 khớp nối*

1. Xác định tải trọng.

Áp lực đất tác dụng lên vì chống theo thuyết hình thành vòm biến dạng cân bằng tự nhiên, công thức (3-8).

+ Nửa chiều rộng của vòm biến dạng a_1:

$$a_1 = a + h\text{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) =$$

$$= 1,9 + 3,3\text{tg}\left(45° - \frac{50°}{2}\right) = 3,1\text{m}$$

+ Chiều cao vòm biến dạng

$$h_1 = \frac{a_1}{f_c} = \frac{3,1}{2} = 1,55\text{m}$$

Vậy tải trọng tiêu chuẩn phân bố đều thẳng đứng:

$$q^{tc} = \gamma.h_1\left(1 - \frac{a^2}{3a_1^2}\right) = 2,5 \times 1,55\left(1 - \frac{1,75^2}{3 \times 3,1^2}\right) = 3,25\text{T/m}^2$$

Tải trọng ngang tiêu chuẩn phân bố đều:

$$e^{tc} = \gamma(h_1 + 0,5h)\text{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 2,5(1,55 + 0,5 \times 3,3) \times 0,364^2 = 1,02\text{T/m}^2$$

Với $f_c = 2$ ta tìm được hệ số vượt tải n = 1,3 trên hình 4-22. Vậy tải trọng tính toán là:

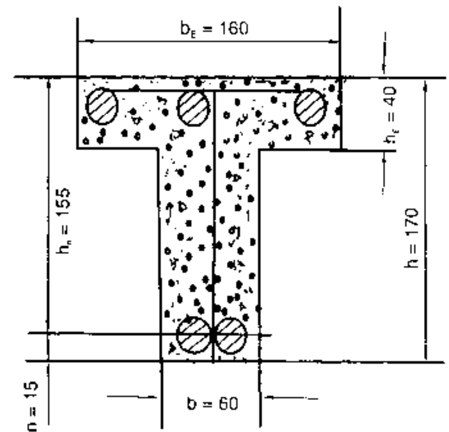
$$q_1 = nq^{tc} = 1,3 \times 3,25 = 4,22\text{T/m}^2$$
$$e_1 = ne^{tc} = 1,3 \times 1,02 = 1,32\text{T/m}^2$$

Hệ số điều kiện làm việc của vì chống phụ thuộc độ sâu đào hầm, trên hình 4 – 23 với H = 600m, ta lấy $m_H = 0,87$; hầm nằm trong tầng no nước lấy $m_1 = 0,9$. Đá sét nứt nẻ do phong hoá và phân lớp lấy $m_2 = 0,9$; Xét đến điều kiện có áp lực ngang và không gian ngoài vì chống (mức độ chèn chặt) lấy $m_3 = 0,9$.

Vậy hệ số điều kiện làm việc của vì chống:

$m = m_H.m_1.m_2.m_3$
$= 0,87 \times 0,9 \times 0,9 \times 0,9 = 0,63$

Dựa vào tải trọng tính toán ở trên để xác định khả năng chống đỡ của vì chống. Khi cự li của các vì chống là 0,5m ta chọn kích thước tiết diện của cấu kiện vì chống như trên hình 4-30



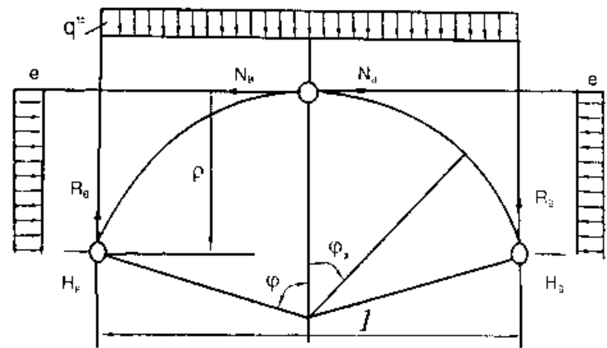
Hình 4-30. *Kích thước tiết diện cấu kiện dạng cánh cung.*

2. Xác định cấu kiện dạng cánh cung phía trên.

Tải trọng tính toán phân bố đều tác dụng vào cấu kiện cung phía trên:

$q = 0,5.q_1 = 0,5 \times 4,22 = 2,11 T/m$
$e = 0,5.e_1 = 0,5 \times 1,32 = 0,66 T/m$

Sơ đồ tính toán là cung vòm có 3 khớp chịu tác dụng của q và e (hình 4-31).



Hình 4-31. *Sơ đồ tính cấu kiện hình cung ở phía trên*

Dùng công thức (4-68) tính các phản lực ở điểm tựa dưới (gối tựa của mặt bên):

$$R_B = 0,5 \times 2,11 \times 3,5 = 3,7T$$

$$H_B = \frac{2,11 \times 3,5^2 - 4.0,66 \times 1,38^2}{8 \times 1,38} = 1,9T$$

Dùng công thức (4-69) xác định phản lực phát sinh tại khớp nối ở đỉnh:

$$N_B = \frac{2,11 \times 3,5^2 + 4.0,66 \times 1,38^2}{8 \times 1,38} = 2,8T$$

Xác định nội lực trong tiết diện của cấu kiện cung phía trên.

Theo công thức (4-70), mômen uốn lớn nhất tìm được dựa vào điều kiện sau:

$$\frac{dM_x}{d\varphi_x} = N_B \sin\varphi_x - qr\sin\varphi_x \cos\varphi_x - er\sin\varphi_x + er\cos\varphi_x \sin\varphi_x = 0$$

$$\Leftrightarrow 2,8\sin\varphi_x - 2,1 \times 1,8\sin\varphi_x \cos\varphi_x - 0,66 \times 1,8\sin\varphi_x + 0,66 \times 1,8\cos\varphi_x \sin\varphi_x = 0$$

Ta có: $\cos\varphi_x = \frac{1,61}{2,61} = 0,618 \Rightarrow \varphi_x = 51^o50'$ và $\sin\varphi_x = 0,786$

Vậy:

$$M_{max} = 2,8 \times 1,8(1-0,618) - \frac{1}{2} \times 2,11 \times 1,8^2 \times 0,786^2 - \frac{1}{2} \times 0,66 \times 1,8^2(1-0,618)^2$$
$$= -0,66Tm$$

Lực cắt (có góc $\varphi_x = \varphi_1 = 76°30'$) tại khớp gối phía dưới có giá trị lớn nhất (công thức 4. 71):

$$Q''_{max} = 2,8 \times 0,972 - 2,11 \times 1,8 \times 0,972 \times 0,233 - 0,66 \times 1,8 \times 0,767 \times 0,972 = 1,0T$$

Lực cắt tại khớp gối phần trên: $Q' = 0$

Lực hướng trục tại khớp gối ($\varphi_x = 0$) phần trên:

$$N'' = 2,8 \times 0,233 + 2,11 \times 1,8 \times 0,972^2 - 0,66 \times 1,8 \times 0,767 \times 0,233 = 4,0T$$

Lực hướng trục tại tiết diện ($\varphi_x = 51^0 50'$) gây ra mômen lớn nhất:

$$N''' = 2,8 \times 0,618 + 2,11 \times 1,8 \times 0,786^2 - 0,66 \times 1,8 \times 0,382 \times 0,618 = 3,8T$$

Như trên ta thấy, cấu kiện hình cung phía trên là cấu kiện chịu nén lệch tâm, căn cứ theo tiết diện có nội lực M_{max} = -0,66T; Q = 1,0T; N = 3,8T được thể hiện trên hình 4-30.

Chọn bê tông M300#. Vùng bê tông chịu nén trùng với bộ phận xoắn của tiết diện chữ T , nên đặt 2 thanh thép gai (Φ12, F'_{ct} = 2,26cm² có $m_{ct}R_{ct}$ = 2700kG/cm²) tại chỗ có M_{max} = -0,66Tm; a = a' = 1,5cm; h_0 = 17 – 1,5 = 15,5cm và l_0 = 240cm.

Trọng tâm của tiết diện cấu kiện:

$$y = \frac{0,5.b.h^2 + (b_{th} - b).h_{th}\left(h - \frac{h_o}{2}\right)}{b.h + (b_{th} - b).h_{th}} = \frac{0,5 \times 6 \times 17^2 + (16-6) \times 4 \times (17-2)}{6 \times 17 + (16-6) \times 4} = 10,3cm$$

Khi $\frac{h_{th}}{h} = \frac{4}{17} = 0,235$ và $\frac{b_{th}}{b} = \frac{16}{6} = 2,66$, tra bảng 4-11 được ν = 0,3; ρ = 0,67

Vì $35\nu = 35 \times 0,3 = 10,5 < \frac{l_o}{h} = \frac{240}{17} = 14,1$

cho nên cần xét đến ảnh hưởng của uốn dẻo của cấu kiện.

$$\eta_{T_1} = \frac{N_B.\rho}{m.R_u.b.h} = \frac{3800 \times 0,67}{0,63 \times 170 \times 6 \times 17} = 0,233$$

Khi $\frac{l_o}{h_o} = 14,1$ ta tìm được η = 1,13 trên đồ thị hình 4-28

Độ lệch tâm của lực dọc trục là:

$$e = \eta.e_0 + y - a = 1,13\frac{66}{3,8} + 10,3 - 1,5 = 28,4cm$$

$$e' = \eta.e_0 - (h - y) + a' = 1,13\frac{66}{3,8} - (17 - 10,3) + 1,5 = 14,4cm$$

Vì phần chịu nén của bêtông lại trùng với phần chịu uốn của tiết diện nên khi tính toán coi nó là tiết diện hình chữ nhật có bề rộng b = 6cm. Theo kết quả tìm được thì diện tích tiết diện cốt thép chịu kéo là $F_{ct} = 2,5cm^2$. Ta chọn đặt 2 thanh thép Φ10 và 1 thanh Φ12 ($F_{ct} = 2,7cm^2$). Cốt thép đai dùng Φ6a100.

3. Tính toán cấu kiện phía dưới (mặt vách hầm).

Cấu kiện phía dưới tính toán như một thanh chịu uốn dưới tác dụng của tải trọng truyền từ thanh phía trên xuống và lực ngang do đất đá ở vách hầm (hình 4- 32) tác dụng vuông góc với lưng cấu kiện theo quy luật tuyến tính.

Hình 4-32. *Sơ đồ tính cấu kiện phía dưới*

Tải trọng truyền từ trên xuống thanh phía dưới:

$P_H = -P_B = -3,7T$ và $H_H = -H_B = -1,9T$

Áp lực ngang cân bằng với phản lực đàn hồi của địa tầng vách hầm. Hợp lực của các phản lực đàn hồi tính theo công thức (4-84) với $\varphi_0 = \varphi_1$; $y_0 = b$ và $q_m^k = 0$ như sau:

$$P_{dh} = \frac{3}{2}\left[H\cos\left(\varphi_1 - \frac{\varphi}{2}\right) + P\sin\left(\varphi_1 - \frac{\varphi}{2}\right)\right] = \frac{3}{2}(1,9 \times 0,997 + 3,7 \times 0,07) = 3,22T$$

Tại biểu đồ phản lực đàn hồi, theo công thức (4-85) thì độ lớn của áp lực bị động lớn nhất:

$$q_b = \frac{2 \times 3,22}{1,8} = 3,57\,T/m$$

Phản lực tại cấu kiện phía dưới của cột:

$$P_K = P_H - P_{dh}\sin\left(\varphi_1 - \frac{\varphi}{2}\right) = 3,7 - 3,22 \times 0,07 \approx 3,5T$$

$$P_K' = P_{dh}\cos\left(\varphi_1 - \frac{\varphi}{2}\right) - N_H = 3,22 \times 0,970 - 1,9 \approx 1,30T$$

Bây giờ xác định nội lực trong cấu kiện:

+Mômen uốn tại tiết diện tương ứng góc φ_x

$$M_x = \left[R'_K \cos\left(\varphi_1 - \frac{\varphi}{2}\right) - R_K \sin\left(\varphi - \frac{\varphi}{2}\right)\right] 2.r.\sin\frac{\varphi_x}{2}\cos\frac{\varphi - \varphi_x}{2}$$

$$-\left[R'_K \sin\left(\varphi_1 - \frac{\varphi}{2}\right) + R_K \cos\left(\varphi_1 - \frac{\varphi}{2}\right)\right] 2.r.\sin\frac{\varphi_x}{2}\sin\frac{\varphi - \varphi_x}{2} - \frac{4}{3}.\frac{q_b}{b}.r^3 \sin^3\frac{\varphi_x}{2}\cos^3\frac{\varphi - \varphi_x}{2}$$

+ Mômen uốn lớn nhất:

$$\frac{dM_x}{d\varphi_x} = Q_x = 1,3\cos\left(21^0 30' - \varphi_x\right) - 3,5\sin\left(20^0 30' - \varphi_x\right)$$

$$-\frac{2}{1,8} 3,57 \times 3^2 \sin^2\frac{\varphi_x}{2}\cos\frac{\varphi - \varphi_x}{2}\cos\left(\frac{\varphi}{2} - \varphi_x\right) = 0$$

Giải ra ta được $\varphi_x = 22^0$. Vậy ta có:

$$M_{max} = \left(1,3\cos 4^\circ - 3,5\sin 4^\circ\right) \times 2 \times 3 \sin 11^\circ \cos 6^\circ 30'$$

$$-\left(1,3\sin 4^\circ + 3,5\cos 4^\circ\right) 2x3 \sin 11^\circ \sin 6^\circ 30' - \frac{4}{3}.\frac{3,57}{1,8} \times 3^3 \sin 11^\circ \cos^3 6^\circ 30'$$

$$= 0,245Tm$$

+ Tính lực cắt

Tại tiết diện ứng với góc φ_x:

$$Q_x = R'_K \cos(\varphi_1 - \varphi_x) - R_K \sin(\varphi_1 - \varphi_x) - \frac{2.q_b.r^2}{b}\sin^2\frac{\varphi_x}{2}\cos^2\frac{\varphi - \varphi_x}{2}\cos\left(\frac{\varphi}{2} - \varphi_x\right)$$

Tại khớp gối phía dưới có $\varphi_x = 0$:

$$Q'' = R'_K \cos\varphi_1 - R_K \sin\varphi_1 = 1,3\cos 21^\circ 30' - 3,5\sin 21^0 30' = 0,07T$$

Tại khớp gối phía trên có $\varphi_x = \varphi$

$$Q' = H_B \cos(\varphi - \varphi_1) - P_H \sin(\varphi - \varphi_1) = 1,9\cos 13^\circ 30' - 3,7\sin 13^0 30' = -1,0T$$

+ Lực theo phương dọc trục:

Tại tiết diện ứng với góc φ_x:

$$N_x = R'_K \sin(\varphi_1 - \varphi_x) + R_K \cos(\varphi_1 - \varphi_x) - \frac{2.q_b}{b} r^2 \sin^2\frac{\varphi_x}{2}\cos^2\frac{\varphi - \varphi_x}{2}\sin\left(\frac{\varphi}{2} - \varphi_x\right)$$

Tại khớp gối phía dưới có $\varphi_x = 0$:

$$N'' = R'_K \sin\varphi_1 + R_K \cos\varphi_1 = 1,3\sin 21°30' - 3,5\cos 21°30' = 3,7T$$

Tại khớp gối phía trên:

$$N' = H_H \sin(\varphi - \varphi_1) + N_H \sin(\varphi - \varphi_1) = 1,9\sin 13°30' + 3,7\sin 13°30' = 4,0T$$

Tại tiết diện $\varphi_x = 22^0$ (tiết diện có M_{max}):

$$N''' = 1,3\sin 0°30' + 3,5\cos 0°30' - \frac{2 \times 3,57}{1,8} \times 3^2 \sin^2 11° \cos 6°30' \sin 4°30' = 3,6T$$

Vậy cấu kiện phía dưới chịu tác dụng của các lực M_{max} = -0,245Tm, N''' = 3,6T và lực cắt Q = -1,0T có xét đến cấu kiện tiết diện chữ T khi bị uốn cong.

Ta chọn cốt thép phần chịu nén 3Φ8 (F'_{ct} = 1,51cm²; $m_{ct}R_{ct}$ = 2100kG/cm²) ở đầu tiết diện chữ T. Cốt thép chịu kéo 2Φ8 (F_{ct} = 1,01cm²) ở đuôi tiết diện chữ T.

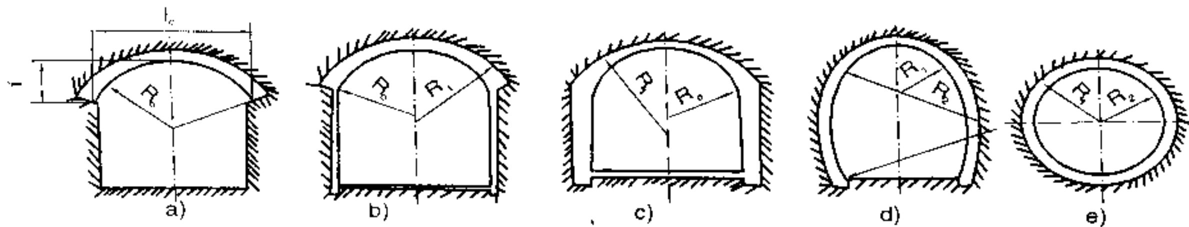
Chương V

TÍNH TOÁN VỎ HẦM BÊ TÔNG TOÀN KHỐI CÔNG TRÌNH NGẦM NẰM NGANG

§1. KHÁI NIỆM VỀ TÍNH TOÁN VỎ HẦM

Hình dáng mặt cắt ngang đường hầm nằm ngang phụ thuộc nhiều yếu tố (niên hạn sử dụng, điều kiện địa chất, phương pháp thi công,...)cho nên, vỏ hầm rất đa dạng, khác nhau và phức tạp.

Loại vỏ hầm bằng bê tông đổ liền khối hiện nay đang được sử dụng nhiều nhất và có một số kiểu sau đây (hình 5-1): Loại chỉ có vòm mái, loại vòm mái vách đứng, loại hình tròn và loại hình móng ngựa.



Hình 5-1. *Các dạng cơ bản vỏ hầm bê tông liền khối*

Tải trọng tác dụng vào vỏ hầm được chia làm 2 loại: áp lực chủ động (địa áp, trọng lượng vỏ hầm, các tải trọng tác dụng từ bên ngoài - áp lực nước ngầm...) và áp lực bị động (phản lực đàn hồi và theo đó phát sinh lực trượt). Các loại tải trọng này đã được giới thiệu ở chương III (tải trọng cơ bản, tải trọng bổ sung và tải trọng đặc biệt), trong tính toán vỏ hầm cần chọn tổ hợp tải trọng bất lợi nhất. Cấu tạo vỏ của công trình ngầm làm việc đồng thời và phù hợp với địa tầng luôn được quan tâm thích đáng. Đây là vấn đề cho đến nay vẫn chưa được giải quyết trọn vẹn. Các phương pháp tính toán vỏ hầm có xét đến ảnh hưởng của địa tầng là môi trường đàn hồi theo giai đoạn phát triển như sau:

1) Phương pháp tính toán có xét đến tính đàn hồi của vỏ và ảnh hưởng của địa tầng xung quanh nhưng không xét tới biến vị ngang của vỏ hầm.

Phương pháp này tính toán trên cơ sở coi cung vòm là cung không có khớp mà có gối tựa cứng (ngàm) và vách hầm là vách cứng chịu tác dụng của phản lực đàn hồi của địa tầng phân bố theo hình tam giác. Khuyết điểm cơ bản của phương pháp là không xét đến biến dạng tương hỗ giữa vòm và tường, xem tường hầm là vách cứng tuyệt đối. Nó chỉ được dùng để tính toán sơ bộ vỏ hầm có chiều ngang nhỏ.

2) Phương pháp dựa vào giả thuyết tỉ lệ thuận để xét sự làm việc đồng thời của địa tầng và vỏ, coi vỏ là hệ đàn hồi trong môi trường đàn hồi.

Trong phương pháp này, coi hầm là một cung không có khớp được kê lên vách hầm hoặc trên địa tầng có tính đàn hồi để tính toán, đồng thời tường vách hầm là tường cứng nhận tác dụng của tải trọng từ vòm hầm truyền xuống và phản lực đàn hồi từ địa tầng ở vách hầm tác dụng vào.

Như vậy, ở chân tường được xem như không có biến vị ngang, phản lực đàn hồi được xác định trên cơ sở giả thuyết tỉ lệ tuyến tính, phân bố trên toàn bộ chiều cao của vách hầm. Mặc dù việc giả thuyết tỉ lệ tuyến tính không được chặt chẽ và chính xác nhưng trên thực tế, phương pháp này áp dụng để tính các công trình ngầm có vỏ là cung vòm kê lên địa tầng hoặc vỏ hình tròn hay cung vòm vách đứng thuận tiện ở mọi điều kiện.

3) Phương pháp tính kết cấu vỏ toàn khối như một hệ siêu tĩnh thống nhất (phương pháp XX. Đavưđôp)

Phương pháp này khắc phục được nhược điểm của thuyết tỉ lệ tuyến tính bằng thuyết đàn hồi có xét đến ảnh hưởng của môi trường đàn hồi. Khi đó địa tầng được xem là thể biến dạng tuyến tính đẳng hướng có hệ số Poisson M_o và modun đàn hồi E_o không đổi. Một phần giới hạn (hạn chế) của địa tầng được xem là phần đàn hồi làm việc như vỏ hầm (hệ siêu tĩnh thống nhất) nên việc tính toán vỏ hầm giống dầm đặt trên nền đàn hồi. Đương nhiên để khắc phục giả thuyết biến dạng tuyến tính khi tính toán dầm trên nền đàn hồi, xem dầm đặt trên địa tầng đàn hồi hoặc mặt phẳng nửa đàn hồi, phải xem xét chính xác hơn nữa trạng thái làm việc của kết cấu vỏ hầm. Tuy nhiên, tính toán theo phương pháp này lại phức tạp, việc xác định các đặc trưng (E_o, M_o) cơ bản của khối địa tầng gặp nhiều khó khăn. Vì vậy, việc áp dụng nó vào thực tế còn có những hạn chế.

Các phương pháp tính toán vỏ hầm được giới thiệu trên đây khi sử dụng cần được lựa chọn một cách nghiêm túc: các dữ liệu ban đầu dùng tính toán; hình dáng, độ lớn và tuổi thọ của công trình.

Hiện nay, thường dùng phương pháp thứ 2. Phương pháp dựa vào giả thuyết Winkler. Lời giải của G.G. Durabop và O.E. Bugaeva đối với dạng vỏ hầm tường

cong và dạng yên ngựa là sự hoàn thiện tiếp theo của phương pháp tính vỏ hầm bê tông cốt thép toàn khối. Khi tính toán, lực kháng đàn hồi được xét trên một phần của chu vi vỏ có chuyển vị biến dạng về phía địa tầng.

Trình tự tính toán kết cấu vỏ hầm tùy thuộc vào hình dáng và đặc điểm của công trình ngầm, thường gồm các bước:

a. Xác định kích thước hình học của cấu tạo vỏ hầm;

b. Xác định các loại tải trọng tác dụng lên vỏ hầm;

c. Tính toán các nội lực phát sinh tại vòm, tường và nền hầm;

d. Kiểm tra ứng suất tại các tiết diện tiêu biểu.

Như vậy, trước tiên lấy kích thước dự kiến của vòm, độ dày lớp vỏ hầm và các chi tiết khác. Các kích thước hình học được xác định theo điều kiện địa chất của vùng dự định xây dựng, theo chức năng của công trình ngầm và không gian sử dụng. Đây là một yêu cầu quan trọng, nó có ảnh hưởng rất lớn đến điều kiện làm việc của công trình. Một số cách dự kiến kích thước hình học của cấu tạo vỏ hầm. Việc xác định các dữ liệu của vòm vỏ hầm phù hợp sẽ tạo khả năng làm việc tốt cho tổng thể công trình ngầm và trạng thái cơ học của cung vòm. Đồng thời kích thước cung vòm có ảnh hưởng lớn đến khối lượng công tác xây dựng. Vì vậy, ở giai đoạn thiết kế việc giải quyết đúng đắn vấn đề này có ý nghĩa rất quan trọng. Tuy nhiên, trong thực tế ở những hoàn cảnh nhất định, việc xác định kích thước của vòm vỏ một cách hợp lí không phải đơn giản. Kích thước của vòm vỏ hầm quan hệ đến rất nhiều yếu tố phức tạp: điều kiện tải trọng, đặc điểm cấu tạo địa chất, không gian sử dụng và điều kiện thi công,... Mặc dù vậy, song khẩu độ vòm hầm chủ yếu được xác định dựa vào điều kiện địa chất.

Khi biết chiều rộng của công trình ngầm và hệ số độ cứng của địa tầng ta có thể lấy kích thước dự kiến của vòm nêu trong bảng 5.1

Bảng 5.1

Hệ số cường độ f_c	3-4	5-6	8-10	15-20
$l/f \leq$	3	4	5	6

Tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều cao l/f là giá trị đặc trưng của vòm. Trong thực tế nó gần như là đặc điểm của hình dạng vòm công trình ngầm. Để xác định được chiều cao hợp lý của vòm có thể tính nhiều lần rồi so sánh kết quả của tỉ lệ l/f.

Vỏ hầm kiểu vòm thường có một số dạng: dạng cung tròn đồng tâm, dạng cung vòm 3 tâm cùng nằm trên đường trục, dạng đường cong parabon,... Tuy nhiên, dạng cung tròn đồng tâm được dùng phổ biến nhất.

Khi tải trọng phân bố đều thì trục tuyến của vòm hình cung là hợp lí nhất, nhưng lại rất khó thi công, nên rất ít dùng. Vòm cung 3 tâm chủ yếu được sử dụng

Bảng 5-2. Bảng đề xuất các trị số kích thước dự kiến của vỏ hầm

Đặc điểm địa tầng	Hệ số độ cứng f_c	Độ cao vòm trong f_o	Độ dày đỉnh vòm d_o	Độ dày chân vòm d_{CV}	Độ dày của tường d_t	Độ dày móng tường d_m	Độ cao trong vòm đáy f	Độ dày của nền d_n	Ghi chú
Rất rắn chắc	10~20	$\geq \frac{l_o}{2f_c}$	-	-	-	-	-	-	Không bị phong hóa, không có áp lực nước ngầm. Chỉ cần trát qua phòng đá rơi
	10~20	$\left(\frac{1}{2} \sim \frac{1}{6}\right) l_o$	$\left(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{20}\right) l_o$	$1,3d_o$	-	-	-	-	
Rắn chắc	5~8	$\left(\frac{1}{4} \sim \frac{1}{6}\right) l_o$	$\left(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{20}\right) l_o$	$1,2d_o$	$1,2d_{CV}$	d_t	-	0,15m	Đá gốc bị nứt nẻ
Trung bình	2~4	$\left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{5}\right) l_o$	$\left(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{18}\right) l_o$	$(1,3 \sim 1,4)d_o$	$1,3d_{CV}$	$1,3d_t$	-	0,20m	Địa áp thẳng đứng là chính
	1~1,5	$\left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{5}\right) l_o$	$\left(\frac{1}{8} \sim \frac{1}{15}\right) l_o$	$(1,3 \sim 1,4)d_o$	$1,3d_{CV}$	$(1,3 \sim 1,5)d_t$	$\left(\frac{1}{6} \sim \frac{1}{10}\right) l_{vd}$	$0,6 \sim 0,7d_o$	Địa áp tác dụng theo các phương
Yếu, kém an toàn	0,3~0,8	$\left(\frac{1}{2} \sim \frac{1}{4}\right) l_o$	$\left(\frac{1}{6} \sim \frac{1}{12}\right) l_o$	$1,4d_o$	$(1,4 \sim 1,3)d_{CV}$	$(1,3 \sim 1,5)d_t$	$\left(\frac{1}{5} \sim \frac{1}{10}\right) l_{vd}$	$(0,7 \sim 0,8)d_o$	Địa áp đồng thời tác dụng theo các phương, địa tầng không ổn định

cho hầm khai thác than, hầm khai khoáng. Tuy vậy, xét về mặt cơ học hoặc thi công đều không thuận lợi bằng vòm tròn đồng tâm.

1.1. Tính kích thước dự kiến của kết cấu vỏ có tường thẳng đứng.

Công thức tính các kích thước dự kiến của vỏ hầm:

$$\left.\begin{aligned} d_o &= (0{,}05 \div 0{,}07\sqrt{\beta}.\left(1+\sqrt{\frac{l_o}{f_c}}\right) \\ d_{CV} &= (1{,}25 \div 1{,}5)d_o \\ d_t &= (1 \div 2)d_{CV} \\ d_m &= (1 \div 1{,}5)d_t \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}1)$$

Trong đó:

d_o - độ dày tiết diện đỉnh vòm, cm;

$\beta = \frac{l_o}{f_o}$

d_{CV} - độ dày tiết diện chân vòm, cm;

d_t - độ dày của tường, cm;

d_m - độ dày móng tường, cm.

Trong công thức (5-1), số hạng thứ nhất ở trong ngoặc ứng với $f_c \geq 8$; số thứ 2 ứng với $f_c = 0{,}3 \sim 0{,}5$. Công thức (5-1) dùng cho bê tông M150. Khi dùng bê tông khác ta cộng thêm hệ số hiệu chỉnh $k = \sqrt{\frac{150}{R_{28}}}$.

Theo kinh nghiệm, khi chọn số liệu kích thước vỏ hầm dạng cung tròn bằng công thức (5-1), thường lấy giá trị lớn hơn trị số tính toán của độ dày đỉnh vòm và lấy độ dày của tường thì lấy nhỏ hơn một chút. Ngoài ra có thể chọn các trị số dự kiến nêu trong bảng (5-2). Các số liệu ghi trong bảng (5-2) có phạm vi thay đổi quá lớn, do đó cần tham khảo tài liệu của các công trình đã có sẵn.

Đối với công trình ngầm có tiết diện lớn khi xác định kích thước vỏ hầm cần tham khảo thêm các số liệu nêu trong bảng 5-3.

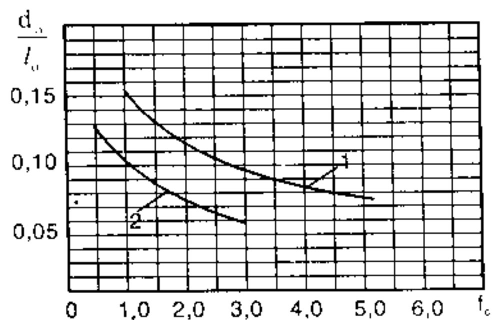
Bảng 5-3. Cung vòm vỏ hầm tiết diện lớn

Đặc điểm đất đá	$\frac{l_o}{d_o}$	d_{CV}/d_o	
		$l_o \leq 15$m	$l_o > 15$m
Đá rắn chắc	20-25	1,0-1,5	1,5-2,0
Đá bình thường	15-20	1,0-2,0	1,5-2,5q
Đá yếu	10-15	1,5-2,5	1,5-3,0

1.2. Cách xác định kích thước dự kiến của vỏ hầm hình móng ngựa

Chiều dày tiết diện đỉnh vòm của vỏ hầm đường sắt hình móng ngựa có thể xác định dựa vào biểu đồ trên hình 5-2 và xác định các kích thước còn lại như sau:

$$\left.\begin{aligned} d_{CV} &= (1,2-1,4)d_o \\ d_t &= (1,4-2,0)d_o \\ d_m &= (1,2-1,6)d_t \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}2)$$



***Hình 5-2.** Biểu đồ tìm kích thước dự kiến vỏ hầm hình móng ngựa BT mác M150*

1. Dùng BT không cốt thép
2. Dùng BTCT

Trong công thức 5-2, số thứ nhất trong ngoặc dùng cho $f_c > 4$, số thứ 2 dùng cho $f_c = 0,8\text{-}4$.

Các trị số tải trọng tác dụng lên vỏ hầm đã được đề cập ở chương 3.

Phương pháp xác định các nội lực trong tiết diện của vỏ hầm và việc kiểm tra ứng suất sẽ được nói tới một cách cụ thể ở các phần tương ứng sau.

§2. TÍNH TOÁN VÒM HẦM KÊ LÊN ĐỊA TẦNG

Loại vỏ hầm có vòm kê lên địa tầng được chia thành 2 dạng tùy theo tỉ lệ giữa chiều cao thông thủy và chiều rộng của vòm: vỏ hầm vòm thoải và vỏ hầm vòm nhọn (kiểu hình móng ngựa).

2.1. Tính toán vòm thoải kê lên địa tầng

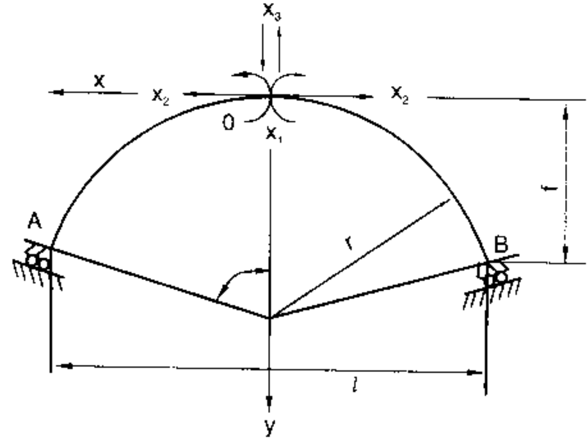
Tại vùng có địa tầng rắn chắc, đặc sít, ổn định và không bị phong hóa, có thể có hiện tượng đá rơi cục bộ (khi $f_c \geq 10$) ta có thể bố trí cung vòm như trên hình 5-1a).

Ở đây ta dùng vỏ hầm kiểu vòm thoải trung bình ($f_0/l_0 < 0,5$) và chân vòm kê lên tầng đá. Phải hết sức chú ý đến trạng thái của địa tầng chân vòm, đặc biệt là điều kiện cấu tạo địa chất. Trong thực tiễn, để đảm bảo độ ổn định của chân vòm nên bố trí điểm trong của chân vòm dịch vào phía trong của tường vách hầm khoảng 15cm. Cũng có thể bố trí thêm neo gim hoặc tường tăng cường tại chân vòm.

1. Những điều cơ bản trong tính toán vòm thoải

Vỏ hầm vòm thoải kê trên nền địa tầng tự nhiên khi tính toán coi như một cung không có khớp, ngàm đàn hồi. Lúc này ta giả định hệ số kháng đàn hồi của địa tầng hai phía có cung vòm tựa vào đều bằng nhau, sơ đồ cung vòm đối xứng, tải trọng ngoài tác dụng vào nó cũng đối xứng. Hệ cơ bản cung vòm không khớp đặt lên điểm tựa đàn hồi, tiết diện nguy hiểm nhất là tiết diện đỉnh vòm, có các lực tác dụng gây ra khe nứt là x_1, x_2 và x_3 (hình 5-3)

Khi tải trọng đối xứng tác dụng vào hệ đối xứng, ẩn lực cơ bản x_3 bằng không, do đó phương trình chuẩn của hệ này như sau:



Hình 5-3. Sơ đồ hệ cơ bản

$$\left.\begin{aligned} x_1\delta_{11} + x_2\delta_{12} + \Delta_{1P} + \beta = 0 \\ x_1\delta_{21} + x_2\delta_{22} + \Delta_{2P} + \beta.f + \Delta = 0 \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}3)$$

Trong đó:

x_1, x_2 - ẩn lực cơ bản tác dụng vào đỉnh vòm (điểm gốc trục tọa độ);

δ_{21}, δ_{12} - chuyển vị theo phương x_2 và x_1 của điểm đỉnh khi $x_1 = 1$ và $x_2 = 1$;

δ_{11}, δ_{22} - chuyển vị theo phương tải trọng tương ứng tại điểm đỉnh khi $x_1 = 1$ và $x_2 = 1$;

Δ_{1P}, Δ_{2P}- chuyển vị theo phương x_1 và x_2 của đỉnh vòm do ngoại lực;

β, Δ - Chuyển vị góc và biến dạng ngang xảy ra tại tiết diện chân vòm.

Tổng chuyển vị góc và chuyển vị ngang tại tiết diện chân vòm là do lực trượt cơ bản x_1, x_2 và ngoại lực. Độ lớn của chúng biểu thị như sau:

$$\left.\begin{aligned} \beta = \beta_P + x_1\beta_1 + x_2\beta_2 = \frac{M_A}{KJ_{CV}} + \frac{x_1}{KJ_{CV}} + \frac{x_2}{KJ_{CV}} f \\ \Delta = H_A^{'} \frac{\cos^2\varphi_{CV}}{K.d_{CV}} + P_A^{'} \frac{\sin 2\varphi_{CV}}{2Kd_{CV}} + x_2 \frac{\cos^2\varphi_{CV}}{Kd_{CV}} \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}4)$$

Trong đó:

β_P, β_1,β_2 - chuyển vị góc tại chân vòm do tải trọng ngoài và khi x_1=1, x_2=1;

$M_A^{'}, H_A^{'}, P_A^{'}$ - mômen, lực ép và lực dọc xảy ra tại điểm A của hệ cơ bản do tải trọng ngoài;

K - hệ số sức kháng đàn hồi của địa tầng có mặt cắt chân cột đặt lên;

J_{CV} - mômen quán tính tiết diện chân cột.

Thay các giá trị của β và Δ vào phương trình (5-3), giải ra được:

$$\left.\begin{aligned}
&x_1\left(\delta_{11}+\frac{1}{KJ_{CV}}\right)+x_2\left(\delta_{12}+\frac{f}{KJ_{CV}}\right)+\Delta_{1P}+\frac{M'_A}{KJ_{CV}}=0\\
&x_1\left(\delta_{21}+\frac{f}{KJ_{CV}}\right)+x_2\left(\delta_{22}+\frac{f^2}{KJ_{CV}}+\frac{\cos^2\varphi_{CV}}{Kd_{CV}}\right)+\\
&\Delta_{2P}+\frac{M'_A f}{KJ_{CV}}+\frac{H'_A}{KJ_{CV}}.\cos^2\varphi_{CV}+\frac{P'_A}{2d_{CV}K}.\sin 2\varphi_{CV}
\end{aligned}\right\}\qquad(5\text{-}3a)$$

Giải phương trình (5-3a) theo x_1 và x_2 được kết quả sau:

$$\left.\begin{aligned}
x_1&=\frac{\begin{aligned}&(12KJ_{CV}.\Delta_{2P}+12M'_A f+d^2_{CV}H'_A\cos^2\varphi_{CV}+0,5d^2_{cv}P'_A\sin 2\varphi_{CV})(KJ_{CV}\delta_{12}+f)-\\&-(KJ_{CV}\Delta_{1P}+M_0)(12KJ_{CV}\delta_{22}+12f^2+d^2_{CV}\cos^2\varphi_{CV})\end{aligned}}{(KJ_{CV}\delta_{11}+1)(12KJ_{CV}\delta_{22}+12f^2+d^2_{CV}\cos^2\varphi_{CV})-(KJ_{CV}\delta_{21}+f)(12KJ_{CV}\delta_{12}+12f)}\\
x_2&=\frac{\begin{aligned}&(KJ_{CV}.\delta_{21}+f)(12KJ_{CV}.\Delta_{1P}+12M'_A)-(KJ_{CV}\delta_{11}+1)(12KJ_{CV}\Delta_{2P}+12M'_A f+\\&+d^2_{CV}H'_A\cos^2\varphi_{CV}+0,5d^2_{CV}P'_A\sin 2\varphi_{CV})\end{aligned}}{(KJ_{CV}\delta_{11}+1)(12KJ_{CV}\delta_{22}+12f^2+d^2_{CV}\cos^2\varphi_{CV})-(KJ_{CV}\delta_{21}+f)(12KJ_{CV}\delta_{12}+12f)}
\end{aligned}\right\}\qquad(5\text{-}5)$$

Ghi chú: J_{CV} và d_{CV} và φ_{CV} - Mômen, độ dày và biến vị góc chân vòm.

Các chuyển vị đơn vị và chuyển vị tải trọng ở công thức trên tìm được trong cơ học kết cấu như sau:

$$\delta_{11}=\int_0^{S/2}\frac{\overline{M}_1^2}{EJ}dS=\int_0^{S/2}\frac{dS}{EJ};\ \delta_{12}=\delta_{21}=\int_0^{S/2}\frac{\overline{M}_1\overline{M}_2}{EJ}dS=\int_0^{S/2}\frac{1.y}{EJ}dS;$$

$$\delta_{22}=\int_0^{S/2}\frac{\overline{M}_2^2}{EJ}dS=\int_0^{S/2}\frac{y^2}{EJ}dS;\ \Delta_{1P}=\int_0^{S/2}\frac{\overline{M}_1M_PdS}{EJ}=\int_0^{S/2}\frac{M_P}{EJ}dS;$$

$$\Delta_{2P}=\int_0^{S/2}\frac{\overline{M}_2M_PdS}{EJ}=\int_0^{S/2}\frac{y.M_P}{EJ}dS$$

Sau khi xác định được các ẩn lực cơ bản ta sẽ tính nội lực phát sinh tại tiết diện i bất kỳ của cung vòm:

$$\left.\begin{aligned}M_i&=M'_i+x_1+x_2y_i\\N_i&=N'_i+x_2\cos\varphi_i\end{aligned}\right\}\qquad(5\text{-}6)$$

Trong đó:

M_i,N_i - Mômen, lực dọc tại điểm i của hệ cơ bản do lực ngoài gây ra (thanh cong có một đầu cố định);

y_1 - Tung độ của điểm i trong hệ tọa độ vuông góc lấy đỉnh vòm làm gốc tọa độ;

j_1 - Nửa góc ở tâm của điểm i.

Trong công thức (5-6) khi mômen gây ra lực kéo phía trong vòm ta lấy dấu (+), lực kéo ngoài vòm lấy dấu (-), lực hướng trục lấy dấu (+). Sau khi xác định được nội lực tại tiết diện đang xét như trên ta tiến hành kiểm tra cường độ của tiết diện dự kiến theo công thức:

$$\delta_{\substack{max\\min}} = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} \le [\sigma] \qquad (5\text{-}7)$$

Nếu góc ở tâm của trục cung vòm kê lên địa tầng $2\varphi_{CV} = 120^o$ và chỉ có tải trọng phân bố đều tác dụng thì công thức (5-5) sẽ trở nên đơn giản hơn. Ở trường hợp này, tiết diện của vòm sẽ chuyển dần về phía tiết diện chân vòm đồng thời các ẩn lực cơ bản của cung vòm (nội lực tại tiết diện đỉnh vòm) tại đường trục dạng cung tròn thay đổi theo quy luật $J_i = \dfrac{J_o}{\cos\varphi_i}$, có thể được xác định như sau:

$$\left.\begin{aligned} x_1 &= \frac{qr^2[m(0,0491+0,0063m+0,161n)+0,2976n]}{m(3,0218+0,7067m+0,6875n)+0,3969n} \\ x_2 &= \frac{qr[m(2,1675+0,5634m-0,5155n)-0,2976n}{m(3,0218+0,7067m+0,6875n)+0,3969n} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}5a)$$

Trong đó:

q - cường độ tải trọng thẳng đứng phân bố đều;

r - bán kính theo đường trục vòm dạng cung tròn;

$m = \dfrac{Kr}{E}$, trong đó E là mô đun biến dạng đàn hồi của vật liệu vòm;

$n = \left(\dfrac{d_o}{r}\right)^2$.

Sau khi tìm được giá trị của các ẩn lực x_1 và x_2 theo công thức (5-5a), xác định các nội lực tại tiết diện bất kỳ theo công thức (5-6). Các giá trị M_i', N_i' và y_i lấy ở bảng 5-4.

Bảng 5-4

φ_i	$Cos\varphi_i$	M_i'	N_i'	y_i
0°	1,0000	0	0	0
15°	0,9659	-0,0335.qr²	0,0671.qr	0,0340.r
30°	0,8660	-0,1250.qr²	0,2500.qr	0,1340.r
45°	0,7071	-0,2500.qr²	0,5000.qr	0,2929.r
60°	0,5000	-0,3750.qr²	0,7500.qr	0,5000.r

Để tính toán dễ dàng ta lập bảng (5-5) các nội lực theo hệ số phản lực đàn hồi của địa tầng có đặt tiết diện chân vòm và chiều rộng tính toán l khi cường độ tải trọng thẳng góc phân bố đều đơn vị (q) tác dụng.

Bảng 5-5. Bảng M và N khi q=1 T/m²

Chiều rộng l(m)	Hệ số kháng đàn hồi K (kG/m²)	Mô men M (Tm)			Lực pháp tuyến, N(T)		
		Tiết diện đỉnh	Tiết diện 30°	Tiết diện chân vòm	Tiết diện đỉnh	Tiết diện 30°	Tiết diện chân vòm
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
8,0	50	0,6476	-0,0537	-0,0182	3,1758	3,9049	5,0542
	100	0,4982	-0,1593	-0,0041	3,2466	3,9723	5,0875
	200	0,4179	-0,2117	0,0198	3,2917	4,0053	5,1101
	400	0,3697	-0,2355	0,0623	3,3310	4,0393	5,1297
	600	0,3490	-0,2406	0,0998	3,3562	4,0612	5,1423
	800	0,3349	-0,2415	0,1350	3,3775	4,0796	5,1530
	1000	0,3244	-0,2407	0,1577	3,3919	4,0921	5,1592
	1500	0,3053	-0,2382	0,2234	3,4308	4,1258	5,1796
11,0	50	1,0869	-0,2200	-0,0247	4,4132	5,0496	6,9699
	100	0,8662	-0,3529	0,0051	4,4922	5,4780	7,0094
	200	0,7467	-0,4241	0,0660	4,5490	5,5272	7,0318
	400	0,6697	-0,4522	0,1713	4,6063	5,5769	7,0665
	600	0,6320	-0,4520	0,2750	4,6510	5,6156	7,0888
	800	0,6063	-0,4440	0,3724	4,6896	5,6490	7,1081
	1000	0,5851	-0,4443	0,4250	4,7056	5,6628	7,1161
	1500	0,5484	-0,4438	0,5336	4,7586	5,7087	7,1426
14,0	50	1,6146	-0,3850	-0,0827	5,6423	6,9070	8,8835
	100	1,3294	-0,5845	0,0410	5,7734	7,0206	8,9490
	200	1,3671	-0,6887	0,2167	5,8271	7,0671	8,9759
	400	1,0502	-0,7364	0,3581	5,8910	7,1706	9,0357
	600	0,9463	-0,7317	0,5242	5,9467	7,1706	9,0357
	800	0,9463	-0,7317	0,6758	5,9912	7,2092	9,0579
	1000	0,9148	-0,7238	0,7747	6,0276	7,2407	9,0761
	1500	0,8546	-0,7067	1,0027	6,0989	7,3024	9,1118
	50	2,3926	-0,6224	-0,0619	6,8631	8,2414	10,7936
	100	1,9556	-0,9137	0,0563	6,9746	8,4938	10,8487
	200	1,7105	-1,0354	0,2726	7,0684	8,5750	10,8956

Tiếp bảng 5-5

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
17,0	400	1,5272	-1,1018	0,5256	7,1573	8,6520	10,9410
	600	1,4338	-1,0738	0,8851	7,2496	8,7320	10,9862
	800	1,3678	-1,0638	1,1028	7,3074	8,7820	11,0151
	1000	1,3162	-1,0543	-1,2794	7,3539	8,8223	11,0384
	1500	1,2272	-1,0341	1,5977	7,4369	8,8942	11,0799

Sau khi tính được nội lực tại tiết diện bất kỳ, tiến hành kiểm tra cường độ của tiết diện theo công thức (5-7).

2. *Bài toán*

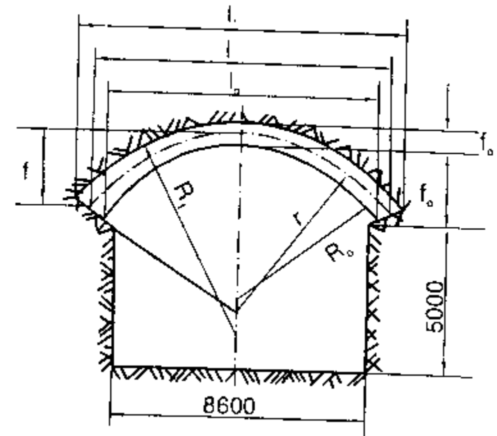
Một đường hầm có bề rộng thông thủy 8,6m, độ cao vách hầm 5m, được đào qua tầng đá granit. Đá tại hiện trường có $f_c = 10$, dung trọng $\gamma = 2,6$ t/m^3 và góc ma sát trong $\varphi = 82^o30'$. Hãy lựa chọn và tính kết cấu vỏ hầm hợp lí.

Bài giải:

1. Xác định các kích thước hình học:

Điều kiện địa tầng rất tốt ($f_c = 10$) cho nên ta chọn loại vỏ hầm cung thoải kê lên địa tầng đá granit (hình 5-4)

Chiều rộng thông thủy của cung thoải lấy dịch vào phía trong của vách tường (cả 2 bên) sâu vào địa tầng một khoảng là 20cm, tại tiết diện thân vòm, làm tăng độ an toàn cho vòm kê lên địa tầng. Như vậy, chiều rộng thông thủy của cung sẽ là 9m. Ta chọn cung vòm có dạng cung tròn thoải, có: $\beta = \frac{l_o}{f_o} = 3,38$, chiều dày tiết diện đỉnh vòm $d_o = 0,6$m.



***Hình 5-4.** Sơ đồ cấu tạo vỏ hầm cung thoải*

Sự thay đổi của tiết diện cung vòm theo biểu thức: $J_x = \frac{J_o}{\cos\varphi_x}$. Chiều dày tiết diện chân vòm là:

$$d_{cv} = 1,26d_o = 1,26 \times 0,6 = 0,756\text{m. Lấy chẵn là } 0,75\text{m.}$$

Dựa vào các số liệu ban đầu như trên ta tìm các kích thước còn lại của cung thoải:

+ Chiều cao thông thủy của vòm:

$$f_o = \frac{l_o}{\beta} = \frac{9,0}{3,38} = 2,66$$

+ Bán kính trong của vòm:

$$R_o = \frac{f_o(4+\beta^2)}{8} = \frac{2,66(4+3,38^2)}{8} = 5,135\text{m}$$

$$\sin\varphi_{CV}^o = \frac{l_o}{2R_o} = \frac{9,0}{2\times 5,135} = 0,8763 \Rightarrow \varphi_{CV}^o - 61^o12' \text{ và } \cos\varphi_{CV}^o = 0,4818$$

Trên cơ sở các trị số kích thước bên trong (thông thủy) như trên, có thể xác định các chỉ số dự kiến của đường trục cung vòm, như sau:

$$l' = l_o + d_{CV}\sin\varphi_{CV}^o = 9,0 + 0,75\times 0,8763 = 9,657\text{m}$$

$$f' = f_o + \frac{d_o}{2} - \frac{d_{CV}}{2}\cos\varphi_{CV} = 2,66 + \frac{0,6}{2} - \frac{0,75}{2}\times 0,4818 = 2,779\text{m}$$

$$\sin\varphi_{CV} = \frac{4f'l'}{4f'^2 + l'^2} = \frac{4\times 2,779\times 9,657}{4\times 2,779^2 + 9,657^2} = 0,8647$$

$\Rightarrow \varphi_{CV} = 59^o51'$ và $\cos\varphi_{CV} = 0,5023$.

+ Chiều rộng tính toán của đường trục cung vòm:

$$l = l_o + l_{CV}\sin\varphi_{CV} = 9 + 0,75\times 0,8647 = 9,649\text{m}$$

$$f = f_o + \frac{d_o}{2} - \frac{d_{CV}}{2}\cos\varphi_{CV} = 2,66 + \frac{0,6}{2} - \frac{0,75}{2}.0,5023 = 2,772\text{m}$$

+ Bán kính tính toán:

$$r = \frac{l}{2\sin\varphi_{CV}} = \frac{9,649}{2\times 0,8647} = 5,579\text{m}$$

+ Các kích thước phía ngoài của vỏ hầm

$$l_1 = l + d_{CV}\sin\varphi_{CV} = 9,649 + 0,75\times 0,8647 = 10,298\text{m}$$

$$f_1 = f + \frac{d_o}{2} - \frac{d_{CV}}{2}\cos\varphi_{CV} = 2,772 + \frac{0,6}{2} - \frac{0,75}{2}.0,5023 = 2,884\text{m}$$

2. Xác định tải trọng

Tải trọng tác dụng lên vòm gồm có áp lực đất đá và tự trọng của vòm vỏ hầm. Áp lực đất được xác định theo thuyết tạo vòm cân bằng tự nhiên.

+ Chiều cao của cung vòm bị rạn nứt

$$h_1 = \frac{a}{f_c} = \frac{10,298}{2 \times 10} = 0,515m$$

+ Áp lực đất phân bố đều thẳng đứng

$$q_d = \gamma h_1 = 2,6 \times 0,515 = 1,339 \approx 1,34T/m^2$$

+ Cường độ tải trọng phân bố đều thẳng đứng do tự trọng của vỏ:

$$q_{bt} = 0,5\left(d_o + \frac{d_{CV}}{\cos\varphi_{CV}}\right)\gamma_{bt} = 05\left(0,5 + \frac{0,75}{0,5023}\right).2,2 = 2,3\,T/m^2$$

Tổng tải trọng phân bố đều thẳng đứng:

$$q = q_d + q_{bt} = 1,34 + 2,3 = 3,64\ T/m^2$$

3. Tính nội lực

Từ kết quả tính được trên đây ta tìm các ẩn lực cơ bản tác dụng tại đỉnh vòm theo công thức (5-5a) với $\varphi_{CV} \approx 60^o$; $j_i = \dfrac{J_o}{\cos\varphi_i}$ (qui luật biến đổi của tiết diện vòm).

Theo tài liệu thí nghiệm, hệ số kháng đàn hồi của đá granit K = 600.000 T/m³, mô đun đàn hồi của bê tông M170# làm vỏ hầm E = 2.600.000 T/m². Trước tiên tính các tham số m, n và q trong công thức (5-5a)

$$m = \frac{K.r}{E} = \frac{600.000 \times 5,579}{2.600.000} = 1,2875$$

$$n = \left(\frac{d_o}{r}\right)^2 = \left(\frac{0,6}{5,579}\right)^2 = 0,0116 \text{ và } q = 3,64\ T/m^2$$

Thay các giá trị này vào công thức (5-5a)

$$x_1 = \frac{3,64 \times 5,579^2[1,2875(0,0491 + 0,0063 \times 1,2875 + 0,161 \times 0,0116) + 0,2976 \times 0,0116]}{1,2875(3,0218 + 0,7067 \times 1,2875 + 0,6875 \times 0,0116) + 0,3969 \times 0,0116} = 1,776Tm$$

$$x_2 = \frac{3,64 \times 5,579[1,2875(2,1675 + 0,5634 \times 1,2875 - 0,5155 \times 0,0116) - 0,2976 \times 0,0116}{1,2875(3,0218 + 0,7067 \times 1,2875 + 0,6875 \times 0,0116) + 0,3969 \times 0,0116} = 14,795T$$

Các nội lực tại tiết diện bất kì xác định theo công thức (5-6)

$$M_i = M_i' + x_1 + x_2 y_i$$
$$N_i = N_i' + x_2 \cos\varphi_i$$

Trước tiên tính các số hạng M_i', y_i, N_i' và $\cos\varphi_i$ dựa vào bảng (5-4) và được kết quả ghi ở bảng (5-6). Thay các giá trị ở bảng (5-6) vào công thức (5-6) ta tính được nội lực tại các tiết diện.

Bảng 5-6.

φ_i	M_i	N_i	y_i	$\cos\varphi_i$
0°	0	0	0	1,0001
15°	-3,795	1,363	0,1897	0,9659
30°	-14,161	5,076	0,7476	0,8660
45°	-28,322	10,153	1,6341	0,7071
60°	-42,438	15,229	2,7895	0,5000

+ Tại tiết diện đỉnh vòm ($\varphi_i = 0$)

$$M_o = x_1 = 1,776 \text{ Tm}$$

$$N_o = x_2 = 14,795\text{T}$$

+ Tại tiết diện $\varphi_i = 15°$

$$M_{15} = -3,795 + 1,776 + 14,795 \times 0,1897 = 0,787 \text{ Tm}$$

$$N_{15} = 1,363 + 14,795 \times 0,9659 = 15,653 \text{ T}$$

+ Tại tiết diện $\varphi_i = 30°$

$$M_{30} = -14,161 + 1,776 + 14,795 \times 0,7476 = 1,325 \text{ Tm}$$

$$N_{30} = 5,076 + 14,795 \times 0,866 = 17,889 \text{ T}$$

+ Tại tiết diện $\varphi_i = 45°$

$$M_{45} = -28,322 + 1,776 + 14,795 \times 1,6341 = 2,369 \text{ Tm}$$

$$N_{45} = 10,153 + 14,795 \times 0,7071 = 20,614 \text{ T}$$

+ Tại tiết diện chân vòm

$$M_{60} = -42,483 + 1,776 + 14,795 \times 2,7895 = 0,563 \text{ Tm}$$

$$N_{60} = 15,229 + 14,795 \times 0,5 = 22,627 \text{ T}$$

4. Kiểm tra các tiết diện

Khi kiểm tra cường độ của tiết diện cung vỏ hầm, dựa vào các nội lực đã xác định được ở trên đây, ta xem chúng là cấu kiện chịu nén lệch tâm. Trước tiên xem xét quan hệ giữa độ lệch tâm tại mỗi mặt cắt và độ lệch tâm cho phép. Để không xảy ra ứng suất kéo bên trong tiết diện cần thỏa mãn điều kiện sau:

$$e_i = \frac{M_i}{N_i} \le [e_i] = \frac{d_i}{6}$$

+ Tại tiết diện đỉnh vòm $\varphi_i = 0$:

$$e_o = \frac{M_o}{N_o} = \frac{1,776}{14,795} = 1,25\,\text{m} > [e_o] = \frac{d_o}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1\text{m}$$

+ Tại tiết diện $\varphi = 15^o$:

$$e_{15} = \frac{0,787}{15,653} = 0,0503\,m < [e_{15}] = 0,107m$$

+ Tại tiết diện $\varphi = 30^o$

$$e_{30} = \frac{-1,325}{17,889} = -0,0741 < [e_{30}] = 0,113m$$

+ Tại tiết diện $\varphi = 45^o$

$$e_{45} = \frac{-2,369}{20,614} = -0,115 < [e_{45}] = 0,12$$

+ Tại tiết diện $\varphi_{60} = 60$ (chân vòm)

$$e_{60} = \frac{0,563}{22,627} = 0,025 < [e_{60}] = 0,125m$$

Như vậy, chỉ ở tiết diện đỉnh vòm $\varphi = 0$ là không thỏa mãn điều kiện nêu trên cho nên, cần kiểm tra ứng suất tại tiết diện đỉnh vòm là đủ.

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{N_o}{F_o} \pm \frac{M_o}{W_o} = \frac{14,715}{0,60} \pm \frac{1,776}{0,06} = 24,66 \pm 29,6$$

Trong đó $F_o = 0,6 \times 1,0 = 0,6m^2$ và $w_o = \frac{1}{6}bd_o^2 = \frac{1}{6} \times 1,0 \times 0,6^2 = 0,06m^3$

Thành thử :

$\sigma_{max} = \sigma_n = 54,26\ T/m^2 = 5,426\ kG/cm^2 < [s_n] = 50\ kG/cm^2$

$\sigma_{min} = \sigma_K = 4,94\ T/m^2 = 0,494\ kG/m^2 < [s_K] = 4,5\ kG/cm^2$

Kết luận: Kết cấu vòm có tiết diện đã chọn đảm bảo độ an toàn. Tuy vậy, độ dư của ứng suất rất lớn, nên có thể rút bớt kích thước tiết diện của vòm. Muốn vậy, ta phải tiến hành tính toán lại để chọn ra tiết diện hợp lí và kinh tế hơn.

2.2. Tính toán vòm nhọn kê lên địa tầng

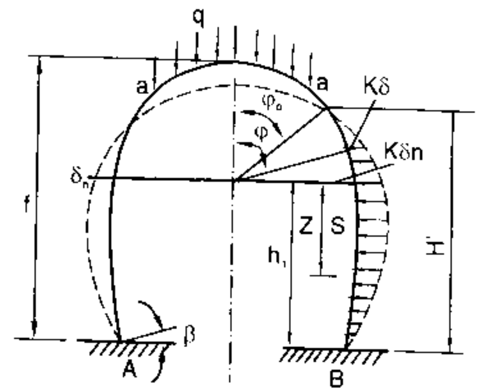
Khi địa tầng yếu có thêm áp lực ngang nên dùng cung nhọn kê lên địa tầng, vòm hình móng ngựa ($f_o/l_o \geq 0,5$), hình 5-1b. Vỏ hầm vòm hình móng ngựa được chia thành 2 loại: loại vòm kê lên địa tầng và loại vòm có đáy là cung ngửa. Ở đây chỉ đề cập đến loại vòm kê lên địa tầng.

1. Những nội dung chính trong phương pháp tính toán

Khi có tải trọng ngoài tác dụng lên vòm hình móng ngựa được cố định đàn hồi, ở vùng lân cận đỉnh vòm bị võng xuống, tường vách chuyển vị về phía địa

tầng gây ra phản lực của địa tầng tác dụng vào cung vòm (hình 5-5). Trường hợp địa tầng yếu, hệ số độ cứng $f_c \leq 1,5$, thì không thể xem là vách đàn hồi được. Như vậy, ta sẽ không xét đến ảnh hưởng của tải trọng bị động.

Tại tiết diện chân vòm hình móng ngựa kê lên địa tầng có lực trượt lớn cho nên không có chuyển vị ngang mà chỉ có chuyển vị đứng và chuyển vị xoay (chuyển vị góc)



Hình 5-5. *Sơ đồ tải trọng của vòm hình móng ngựa.*

Trên hình 5.5 ta thấy, độ lớn của phản lực đàn hồi tác dụng vào mỗi tiết diện được xác định theo giả thiết của Winkler và do lực này phát sinh ra lực trượt giữa địa tầng và vỏ.

Phản lực đàn hồi P_i và lực trượt S_i tại điểm i là:

$$\left.\begin{aligned} P_i &= K\delta_i \\ S_i &= K\delta_i\mu \end{aligned}\right\} \qquad (5.8)$$

Trong đó:

K - hệ số kháng đàn hồi ở mặt sau tường;

δ_i - chuyển vị pháp tuyến tại điểm i;

μ - hệ số ma sát giữa vỏ và địa tầng mặt sau tường.

Biểu đồ của sức kháng đàn hồi được vẽ dựa vào 3 điểm là 2 điểm 0 và điểm có giá trị lớn nhất. Việc xác định vị trí điểm 0 ở phần trên là khó, do vậy trong giai đoạn thiết kế, có thể chọn bởi tiết diện tương ứng tại mặt nghiêng có $\varphi_o = 45°$, cũng có thể lấy với tiết diện có độ lớn thông thủy ứng với 0,7 lần chiều ngang thông thủy lớn nhất của vòm. Điểm 0 ở phần dưới là điểm chân vòm bởi lẽ, như trên đã chỉ rõ điểm chân vòm không có chuyển vị ngang.

Điểm có trị số lớn nhất (lực kháng đàn hồi) là điểm h, vị trí của nó được xác định bằng tung độ H_o, tính từ điểm không phía trên, sao cho $H_o = 0,33H$ khi chiều cao vòm $f \geq l$ và $H_o = 0,4H$ nếu $f < l$ (chiều ngang thông thủy).

Phương trình của biểu đồ lực kháng đàn hồi như sau:

$$K\delta = K\delta_h\left[1 - \frac{Z^2}{(\alpha H)^2}\right] \qquad (5.9)$$

Trong đó:

$K.\delta_h$ - Tọa độ lớn nhất của biểu đồ - giá trị lớn nhất của lực kháng đàn hồi.

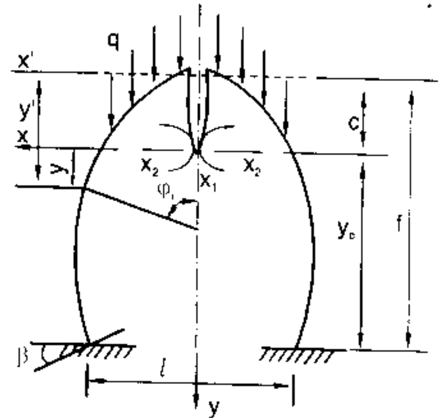
Z - Khoảng cách từ điểm h đến điểm đang xét.

H - Chiều dài của biểu đồ lực kháng đàn hồi (a.h.B).

α - Hệ số được lấy theo biểu đồ ở phần trên và phần dưới có tọa độ lớn nhất. Ở vùng đồ thị phía trên lấy bằng 1/3 hoặc 2/5; Ở vùng đồ thị phía dưới lấy bằng 2/3 hoặc 3/5.

Là hệ cơ bản của vỏ có dạng hình móng ngựa chịu tác dụng tải trọng đối xứng và là hệ đối xứng bị cắt ở đỉnh thành thanh ngàm cứng có sự tác dụng của ẩn lực cơ bản x_1 và x_2, đòi hỏi ta xác định vị trí trung tâm đàn hồi theo công thức sau và được thể hiện trên hình (5-6).

$$C = \frac{\int_0^{S/2} \frac{y'}{EJ} dS + \beta_1 f}{\int_0^{S/2} \frac{dS}{EJ} + \beta_1} \qquad (5.10)$$



Hình 5-6. *Hệ cơ bản*

Vậy phương trình tiêu chuẩn có dạng:

$$\left.\begin{aligned} x_1\delta_{11} + \Delta_{1P} + \beta = 0 \\ x_2\delta_{22} + \Delta_{2P} + \beta y_c = 0 \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}11)$$

Thay giá trị chuyển vị góc β tính được từ công thức (5-4) vào phương trình trên và sắp xếp lại sẽ được phương trình tiêu chuẩn sau:

$$\left.\begin{aligned} x_1(\delta_{11} + \beta_1) + \Delta_{1P} + \beta_P = 0 \\ x_2(\delta_{22} + \beta_1 y_c^2) + \Delta_{2P}\beta_P y_c = 0 \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}11a)$$

Vậy các ẩn lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi

$$\left.\begin{aligned} x_1 = -\frac{\Delta_{1P} + \beta_P}{\delta_{11} + \beta_1} \\ x_2 = -\frac{\Delta_{2P} + \beta_P y_C}{\delta_{22} + \beta_1 y_C^2} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}12)$$

Có thể tính được các chuyển vị góc, chuyển vị điểm Δ_{iP} và chuyển vị đơn vị δ_{ii} giống như trường hợp cung vòm thoải. Tuy nhiên, trong tính toán vỏ hình móng ngựa khác với vỏ cung thoải ở chỗ phải đồng thời xét đến ảnh hưởng của tải trọng bị động và tải trọng chủ động. Tức là:

$$\left.\begin{aligned} \Delta_{1P} = \Delta'_{1P} + \Delta''_{1P} \\ \Delta_{2P} = \Delta'_{2P} + \Delta''_{2P} \\ \beta_P = \beta'_P + \beta''_P \\ M_P = M'_P + M''_P \\ N_P = N'_P + N''_P \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}13)$$

và $$\left.\begin{aligned} x_1 = x_1' + x_1'' \\ x_2 = x_2' + x_2'' \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}13a)$$

Trong đó:

Số hạng thứ nhất là tải trọng chủ động - giá trị áp lực đất, tự trọng vòm,...

Số hạng thứ hai là tải trọng - giá trị lực kháng đàn hồi và lực trượt.

- Tìm chuyển vị tại điểm h có lực kháng đàn hồi lớn nhất:

Chuyển vị lớn nhất biểu thị bằng công thức:

$$\delta_h = \Delta_{hP} + x_1\delta_{h1} + x_2\delta_{h2} + \Delta_{h\beta} \qquad (5\text{-}14)$$

Trong đó:

Δ_{hP}, δ_{h1}, δ_{h2} - chuyển vị tại điểm h do ngoại lực và ẩn lực x_1 và x_2 tính theo công thức:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{h1} &= \int_0^{S_1} \frac{M_h \overline{M}_1}{EJ} dS = \int_0^{S_1} \frac{y_1}{EJ} dS \\ \delta_{h2} &= \int_0^{S_1} \frac{M_b \overline{M}_2}{EJ} dS = \int_0^{S_1} \frac{y_1 . y_1}{EJ} dS \\ \delta_{hP} &= \int_0^{S_1} \frac{M_h M_P}{EJ} dS = \int_0^{S_1} -\frac{M_P y_1^{\cdot}}{EJ} dS \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}15)$$

Trong đó:

S_1 - độ dài theo phương trục tính từ điểm h đến tiết diện chân vòm

y_1 - chiều cao tính từ trọng tâm của tiết diện đang xét ở dưới điểm h đến pháp tuyến với điểm h

Δ_{hp} - chuyển vị ngang tại điểm h phát sinh do góc xoay β của điểm chân vòm, cụ thể:

$$\Delta_{hP} = \beta\overline{ha}\sin\theta = \beta y_{1CV} \qquad (5\text{-}16)$$

Trong đó:

$\overline{ha}$ - khoảng cách giữa điểm h và chân vòm;

q - góc giữa đoạn thẳng $\overline{ha}$ và pháp tuyến của điểm h;

y_{1CV} - khoảng cách từ điểm chân vòm đến đường vuông góc với pháp tuyến dựng tại h.

Độ lớn β_P'', x_1'', x_2'', M_P'' và N_P'' có thể xác định dễ dàng nhờ các công thức (5-15, 5-16 và 5-14).

Sau khi xác định được độ lớn của lực trượt ta tính nội lực tại các tiết diện bất kì của vỏ theo công thức (5-6) và kiểm tra lại theo công thức (5-7).

Các công thức dùng kiểm tra độ chính xác của quá trình tính toán.

+ Công thức kiểm tra thứ nhất:

$$\int_0^{S/2} \frac{ydS}{EJ} + \beta_1 y_C = 0 \qquad (5\text{-}17)$$

+ Công thức thứ hai:

$$\int_0^{S/2} \frac{M}{EJ} dS + \beta = 0 \qquad (5\text{-}17a)$$

+ Công thức kiểm tra giá trị của δ_h:

$$\delta_h = \int_0^{S_1} \frac{My_1 dS}{EJ} + \beta y_{1CV} \qquad (5\text{-}17b)$$

Trong đó:

M - mô men trong vòm.

Việc tính toán như trên có rất nhiều quá trình tích phân, cho nên thông thường trong quá trình tính toán thiết kế dùng cách tổng hợp từng giá trị. Sau đây, giới thiệu cụ thể phương pháp và trình tự tính toán.

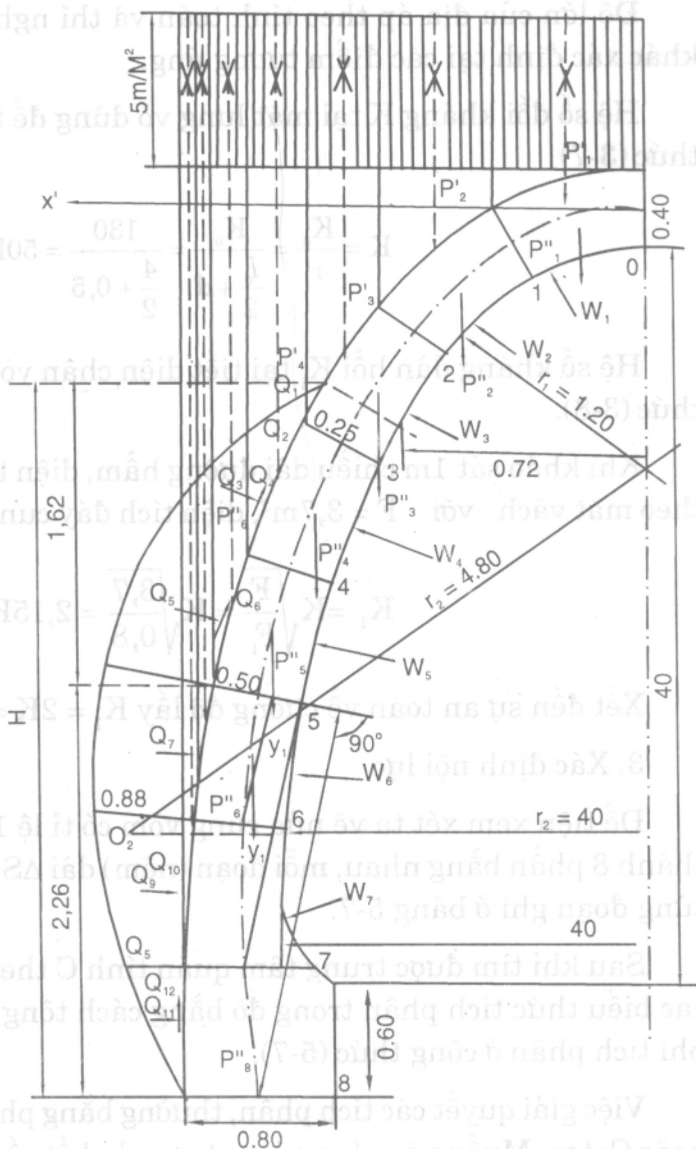
2. Bài toán

Một đường hầm dẫn nước không áp lực có tiết diện thông thủy 4×4m, được đào trong tầng đá macnơ có độ cứng bình thường $f_c = 2$. Hãy tính toán vỏ hầm hình móng ngựa có dạng tiết diện thể hiện trên hình 5-7.

Bài giải:

1. Xác định các kích thước hình học:

Dùng bê tông mác M150# làm vỏ hầm. Tìm được $\frac{d_o}{l_o} = 0,1$



Hình 5-7. Cấu tạo vỏ hầm và sơ đồ tải trọng

ứng với $f_c = 2$ trên hình 5-2. Chiều dày của tiết diện đỉnh vòm là $d_o = 0,1 \times 4 = 0,4$m. Tăng chiều dày tiết diện dần dần từ đỉnh vòm xuống cho tới độ dày đạt $1,25d_o$ = 0,5m (hình 5-7). Vì địa tầng nền cứng cho nên chọn kết cấu đáy bằng bê tông dày 0,2m, chân vòm cắm sâu so với nền hầm 0,6m và có chiều dày 0,8m.

2. Xác định tải trọng

Tải trọng tác dụng vỏ hầm hình móng ngựa này, gồm có:

- Tải trọng chủ động là địa áp, tự trọng của vỏ và áp lực nước bên trong hầm.

- Tải trọng bị động là lực kháng đàn hồi tác dụng vào bề mặt lưng vòm và lực trượt do nó gây ra.

Độ lớn của địa áp theo tính toán và thí nghiệm là $q = 5$ T/m^2. Các tải trọng khác xác định tại các điểm tương ứng.

Hệ số đối kháng K tại mặt lưng vỏ dùng để tính lực kháng đàn hồi theo công thức (3-7)

$$K = \frac{K_o}{r} = \frac{K_o}{\frac{l_o}{2} + d} = \frac{130}{\frac{4}{2} + 0,5} = 50\text{kG/cm}^3 = 5.10^3\text{T/m}^3$$

Hệ số kháng đàn hồi K_1 tại tiết diện chân vòm (đáy cung vòm) tính theo công thức (3-8).

Khi khảo sát 1m chiều dài đường hầm, diện tích đồ thị kháng đàn hồi phân bố theo mặt vách với $F = 3,7$m^2, diện tích đáy cung vòm $F_1 = 0,8$m^2 (hình 5-7). Vậy:

$$K_1 = K\sqrt{\frac{F}{F_1}} = K\sqrt{\frac{3,7}{0,8}} = 2,15K$$

Xét đến sự an toàn về cường độ lấy $K_1 = 2K = 100$ kG/cm^2.

3. Xác định nội lực

Để tiện xem xét ta vẽ nửa cung vòm có tỉ lệ 1:20 và chia đường trục của cung thành 8 phần bằng nhau, mỗi đoạn (nêm) dài $\Delta S = 0,73$ m, các chỉ số hình học của từng đoạn ghi ở bảng 5-7.

Sau khi tìm được trung tâm quán tính C theo công thức (5-10) tiến hành giải các biểu thức tích phân trong đó bằng cách tổng hợp các số liệu của từng hàm số phi tích phân ở công thức (5-7).

Việc giải quyết các tích phân, thường bằng phương pháp gần đúng của Ximxon hoặc Cotex. Muốn vậy, dạng cong trơn của kết cấu được thay bằng dạng gấp khúc, độ cứng của mỗi đoạn lấy không đổi và bằng độ cứng của tiết diện giữa đoạn. Tải

trọng phân bố đều thay bằng tải trọng tập trung đặt tại đỉnh của đa giác. Khi số hiệu đoạn chia là chẵn thì dùng công thức Ximxon, khi số hiệu đoạn chia là lẻ thì dùng công thức của Cotex.

- Công thức Ximxon như sau:

$$\int_a^b f(x)dx = \sum_a^b f(x_i) = \frac{b-a}{3n}[f(x_0) + 4(f(x_1) + f(x_3) + ... + f(x_{n-1})) + 2(f(x_2) + f(x_4) + ... + f(x_{n-2}) + f(x_n))]$$

Bảng 5-7. Các chỉ số hình học của vỏ hầm

Tiết diện thứ	Góc nghiêng của tiết diện so với trục φ_i	$Sin\varphi_i$	$Cos\varphi_i$	x (m)	y' (m)	Độ dày của vỏ d (m)	d^3 (m^3)	$\frac{1}{J}$	$\frac{y'}{J}$
0	0	0,000	1,000	0	0	0,40	0,064	189,06	0
1	30°	0,500	0,866	0,70	0,19	0,42	0,074	162,16	30,81
2	54°28'	0,814	0,581	1,23	0,67	0,44	0,085	141,17	94,58
3	62°41'	0,888	0,459	1,71	1,30	0,46	0,097	123,71	160,82
4	70°54'	0,945	0,327	1,89	1,96	0,48	0,111	108,10	211,88
5	79°07'	0,982	0,189	2,06	2,66	0,50	0,125	96,00	255,36
6	87°20'	0,999	0,046	2,15	3,39	0,50	0,125	96,00	325,45
7	93°	0,999	-0,052	2,12	4,20	0,70	0,343	34,99	146,96
8	90°	1,000	0,000	2,05	4,80	0,80	0,512	23,44	112,52

Trong đó:

n - Số phần được chia ra

- Công thức Cotex:

$$\int_a^b f(x)dx = (b-a)[C_n^o.f(x_0) + C_n^1.f(x_1) + C_n^2.f(x_2) + ... + C_n^n.f(x_n)]$$

n - Số phần được chia ra.

$C_n^o, C_n^1, ...C_n^n$ - Hệ số phụ thuộc số phần chia và có độ lớn như sau:

$$n = 1 \quad \Rightarrow C_1^o = C_1^1 = \frac{1}{2}$$

$$n = 2 \quad \Rightarrow C_2^o = C_2^2 = \frac{1}{6} \text{ và } C_2^1 = \frac{4}{6}$$

$$n = 3 \quad \Rightarrow \quad C_3^0 = C_3^3 = \frac{1}{8} \text{ và } C_3^1 = C_3^2 = \frac{3}{8}$$

$$n = 4 \quad \Rightarrow C_4^0 = C_4^4 = \frac{7}{90}; C_4^1 = C_4^3 = \frac{16}{45} \text{ và } C_4^2 = \frac{3}{15}$$

$$n = 5 \quad \Rightarrow C_5^0 = C_5^5 = \frac{19}{288}; C_5^1 = C_5^4 = \frac{25}{90} \text{ và } C_5^2 = C_5^3 = \frac{25}{144}$$

$$n = 6 \quad \Rightarrow C_6^0 = C_6^6 = \frac{41}{840}; C_6^1 = C_6^5 = \frac{9}{35}; C_6^2 = C_6^4 = \frac{9}{280} \text{ và } C_6^3 = \frac{34}{105}$$

$$n=7 \quad \Rightarrow C_7^0 = C_7^7 = \frac{751}{17280}; C_7^1 = C_7^6 = \frac{3577}{17280}; C_7^2 = C_7^5 = \frac{1328}{17280} \text{ và } C_7^3 = C_7^4 = \frac{2989}{17280}$$

$$n = 8 \quad \Rightarrow \quad C_8^0 = C_8^8 = \frac{980}{28350}; C_8^1 = C_8^7 = \frac{5888}{28350}; C_8^2 = C_8^6 = \frac{928}{28350}; C_8^3 = C_8^5 = \frac{10496}{28350}$$

$$\text{và } \; C_8^4 = \frac{4540}{28350}$$

$$n = 9 \quad \Rightarrow \quad C_9^0 = C_9^9 = \frac{2857}{89600}; C_9^1 = C_9^8 = \frac{15741}{89600}; C_9^2 = C_9^7 = \frac{1080}{89600}; C_9^3 = C_9^6 = \frac{19344}{89600}$$

$$\text{và } \; C_9^4 = C_9^5 = \frac{5778}{89600}$$

$$n = 10 \Rightarrow C_{10}^0 = C_{10}^{10} = \frac{16067}{598752}; C_{10}^1 = C_{10}^9 = \frac{106300}{598752}; C_{10}^2 = C_{10}^8 = \frac{48525}{598752};$$

$$C_{10}^3 = C_{10}^7 = \frac{572400}{598752}; C_{10}^4 = C_{10}^6 = \frac{260550}{598752} \text{ và } C_{10}^5 = \frac{427368}{598752}$$

Dựa vào công thức Ximxon ta tính được giá trị tích phân:

$$\int_0^{S/2} \frac{dS}{J} = \frac{0,73}{3}[189,06 + 4(162,16 + 123,71 + 96 + 34,99) +$$
$$+2(141,17 + 108,1 + 96) + 23,44] = 625,4$$

$$\int_0^{S/2} \frac{y'}{J} dS = 0,2433[4(30,81 + 160,82 + 255,36 + 146,96) + 2(94,58 +$$
$$+ 211,88 + 325,45) + 112,52] = 912,86$$

Chuyển vị góc β_1 tại tiết diện chân vòm với $x_1 = 1$ là:

$$\beta_1 = \frac{1}{J_{CV}.K_1} = 23,44.10^{-5}$$

Thay các số liệu tìm được ở trên và mô đun đàn hồi $E_0 = 240.000$ kG/cm² của bê tông M150# vào công thức (5-10) để tính vị trí của trung tâm đàn hồi C:

$$C = \frac{912,86 + 24.10^5 \times 23,44.10^{-5} \times 4,8}{625,4 + 24.10^5 \times 23,44.10^{-5}} = 3,041\text{m}$$

Để kiểm tra độ chính xác của trung tâm đàn hồi C ta thay giá trị E tìm được ở trên vào công thức (5-17). Tổng hợp giá trị $\frac{y}{J}$ cho ở bảng 5-8, dùng công thức Ximxon để tìm số hạng tích phân trong công thức:

$$\int_0^{S/2} \frac{y}{J} dS = -\frac{0,73}{3}[574,93 + 4(462,32 + 215,38 + 36,58 - 40,55) +$$

$$+ 2(334,71 + 116,86 - 33,5) - 41,23] = -988,62$$

Thay giá trị này vào công thức (5-17) ta được:

$$\int_0^{S/2} \frac{y}{J} dS + E\beta_1(f - C) = -988,62 + 24.10^5 \times 23,44.10^{-5} \times (4,8 - 3,041) = 0,92.10^{-5}$$

Như vậy, sai số tính toán dưới 0,1% là rất mỹ mãn.

Chuyển vị δ_{22} được tính như đối với trường hợp vòm cung thoải còn δ_{h1} và δ_{h2} được xác định theo công thức (5-15), tuy nhiên để giúp cho việc tính toán thuận lợi, các hàm phi tích phân được liệt kê trong bảng 5-8 dưới đây:

Bảng 5-8. Các chuyển vị không liên quan đến ngoại lực

Tiết diện thứ	y	$\frac{y}{J}$	$\frac{y^2}{J}$	y_1	$\frac{y_1}{J}$	$\frac{y_o y_1}{J}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0	-3,041	-574,93	1748,34	-	-	-
1	-2,851	-462,32	1318,07	-	-	-
2	-2,371	-334,71	793,60	-	-	-
3	-1,741	-215,38	374,98	-	-	-
4	-1,081	-116,86	126,27	-	-	-
5	-0,381	-36,58	13,94	-	-	-
6	0,349	33,50	11,69	0	0	0
7	1,159	40,55	47,00	0,72	69,12	26,54
8	1,759	41,23	72,52	1,50	52,48	62,66
				2,13	49,93	89,57

Khi tính δ_{22} ta dùng công thức Ximxon còn tính δ_{h1} và δ_{h2} thì dùng công thức Cotex. Cụ thể:

$$\delta_{22} = \int_0^{S/2} \frac{y^2}{EJ} dS = \frac{1}{E} \cdot \frac{0,73}{8}(1748,34 + 4 \times 1753,99 + 2 \times 931,56 + 72,52) = 108,47.10^{-5}$$

$$\delta_{h1} = \int_0^{S1} \frac{y_1}{EJ} dS = \frac{3\times 0,73}{E}\left(\frac{1}{8}\times 49,93 + \frac{3}{8}\times 121,60\right) = \frac{113,53}{24}.10^{-5} = 4,73.10^{-5}$$

$$\delta_{h2} = \int_0^{S1} \frac{y_1 y}{EJ} dS = \frac{3\times 0,73}{E}\left(\frac{1}{8}\times 89,57 + \frac{3}{8}\times 89,20\right) = \frac{97,77}{24}.10^{-5} = 4,074.10^{-5}$$

Chuyển đơn vị δ_{11} xác định như sau dựa vào bảng 5-7:

$$\delta_{11} = \int_0^{S/2} \frac{d.S}{EJ} = \frac{625,4}{24} 10^{-5} = 26,058.10^{-5}$$

Để xác định chuyển vị do tải trọng gây ra cần lần lượt tìm các hàm số phi tích phân được cho cụ thể theo từng loại tải trọng: Chuyển vị do địa áp và tự trọng vỏ (bảng 5-9); Chuyển vị do áp lực nước (bảng 5-10) và chuyển vị do lực kháng đàn hồi và lực trượt (bảng 5-11).

Sau khi biểu thị địa áp phân bố đều ở mỗi đoạn nêm là p_i và tự trọng của mỗi đoạn vỏ là P_i'' ta thể hiện tất cả các lực này bằng đường vuông góc (hình 5-7). Lúc này mômen uốn do các lực vuông góc này tại các tiết diện bất kì của hệ cơ bản được tính như sau:

$$M_{pi} = M_{p(i-1)} - p_i'.a_i' - p_i''.a_i'' - (x_i - x_{i-1})\sum_{i=1} P$$

Trong đó:

P_i' và P_i'' - địa áp và trọng lượng bản thân tác dụng vào đoạn nêm thứ i;

a_i' và a_i'' - khoảng cách so với tâm tiết diện thuộc đoạn thứ i của lực P_i' và P_i'';

$\sum_{i-1} P$ - tổng tải trọng phân bố ở bên phải tiết diện (i-1).

Tìm cánh tay đòn (đối với tâm mặt giáp nối) của tất cả các lực trong hình (5-7) ở bên phải của mặt giáp nối đang xét nhằm xác định mô men uốn do áp lực nước bên trong vỏ, được nêu trong bảng (5-10) (bằng đồ thị).

Tổng hợp các giá trị cột 12 bảng 5-9 theo công thức Ximxon được:

$$\int_0^{S/2} \frac{M_P'}{J} dS = \frac{-0,73}{3}(4\times 2979,3 + 2\times 3116,25 + 285,69) = -4485,33$$

Tổng hợp các giá trị cột 13 bảng (5-9) ta được:

$$\int_0^{S/2} \frac{M_p'.y}{J} dS = 0,2433(4\times 2395,31 + 2\times 227,46 - 502,53) = 3292,75$$

Khi dùng công thức Cotex tổng hợp giá trị ở cột 14 ta được:

Bảng 5-9. Xác định chuyển vị do địa áp và tự trọng vỏ

Tiết diện thứ i	Tải trọng		Cánh tay đòn		p'.a'	p".a" $\sum_{i-1} P$	$\sum_{i-1} P$	$(x_i - x_{i-1})$	$(x_i - x_{i-1}) \sum_{i-1} P$	M_P	$\frac{M_P}{J}$	$\frac{M_P y}{J}$	$\frac{M_P y_i}{J}$
	Địa áp P'(T)	Tự trọng P"(T)	a' (m)	a" (m)	(Tm)	(Tm)	(T)	(Tm)	(Tm)	(Tm)			
0	0	0	-	-	0	-	-	0	-	0	0	0	-
1	4,0	0,68	0,28	0,34	1,120	0,231	-	0,7	-	-1,351	-219,09	642,59	-
2	3,1	0,72	0,12	0,24	0,372	0,173	4,68	0,53	2,48	4,376	-617,76	1464,71	-
3	2,0	0,75	0	0,17	0,00	0,127	8,50	0,48	4,08	8,583	-1061,80	1848,60	-
4	1,6	0,79	-0,08	0,12	-0,128	0,095	11,25	0,18	2,025	-10,575	-1143,16	1235,76	-
5	0,9	0,82	-0,17	0,06	-0,153	0,049	13,64	0,17	2,319	-12,790	-1227,84	467,52	0
6	0,4	0,84	-0,22	0,04	-0,088	0,033	15,36	0,07	1,383	-14,118	-1355,33	-473,01	-975,84
7	0,4	1,01	-0,33	-0,04	-0,132	-0,04	16,60	-0,03	-0,497	-13,449	-470,58	-545,40	-705,87
8	0,0	1,34	0,00	0,00	0,00	0,00	18,01	-0,07	-1,261	-12,188	-285,69	-502,53	-608,52

Bảng 5-10. Bảng xác định chuyển vị do áp lực nước

Tiết diện thứ i	Cánh tay đòn a (m), mô men M	$W_1 =$ 0,013T	$W_2 =$ 0,175T	$W_3 =$ 0,294T	$W_4 =$ 0,936T	$W_5 =$ 1,470T	$W_6 =$ 2,055T	$W_7 =$ 2,880T	M_P (Tm)	$\frac{M'_P}{J}$	$\frac{M'_P y}{J}$	$\frac{M'_P y_i}{J}$
0	a	-	-	-	-	-	-	-	0	0	0	-
	M											
1	a	0,120	-	-	-	-	-	-	0,001	0,160	-0,46	-
	M	0,001										
2	a	0,840	0,220	-	-	-	-	-	0,048	6,78	-16,07	-
	M	0,010	0,038									
3	a	1,440	0,940	0,320	-	-	-	-	0,277	34,27	-59,66	-
	M			0,094								
4	a	1,960	1,640	1,040	0,320	-	-	-	0,912	98,59	-106,57	-
	M	0,025	0,287	0,300	0,300	-	-	-	0,912	98,59	-106,57	-
5	a	2,420	2,280	1,740	1,060	0,340	-	-	2,432	233,47	-88,95	0
	M	0,031	0,400	0,511	0,990	0,500						
6	a	2,800	2,900	2,420	1,900	1,120	0,300	-	5,208	499,97	174,49	359,98
	M	0,036	0,509	0,712	1,688	1,647	0,616					
7	a	3,120	3,500	3,100	2,500	1,860	1,100	0,200	9,460	331,00	383,63	496,50
	M	0,040	0,602	0,912	2,340	2,730	2,260	0,576				
8	a	3,360	3,580	3,640	3,080	2,480	1,760	0,900	14,464	339,04	596,37	722,15
	M	0,043	0,626	1,060	2,880	3,640	3,620	2,596				

$$\int_0^{S/2} \frac{M'_P y'}{J} dS = -3 \times 0,73\left(\frac{1}{8} \times 608,52 + \frac{3}{8} \times 1681,71\right) = -1571,69$$

Tiếp theo khi tổng hợp các số hạng ở bảng (5-10) như trên theo công thức Ximxon ta có:

$$\int_0^{S/2} \frac{M_P}{J} dS = 959,90 \text{ và } \int_0^{S/2} \frac{M'_P}{J} ydS = 398,60$$

Theo công thức Cotex:

$$\int_0^{S/2} \frac{M'_P}{J} y_1 dS = 901,07$$

Vậy tổng hợp chuyển vị do địa áp, tự trọng và áp lực nước đồng thời tác dụng sẽ là:

$$\Delta'_{1P} = \frac{1}{24.10^5}(-4485,33 + 959,90) = -146,894.10^{-5}$$

$$\Delta'_{2P} = \frac{1}{24.10^5}(3292,75 + 398,60) = 153,807.10^{-5}$$

$$\Delta'_{hP} = \frac{1}{24.10^5}(-1547,69 + 901,07) = 26,943.10^{-5}$$

Khi có các lực nêu trên tác dụng, góc xoay β_P ở chân vòm được xác định theo công thức (5-4):

$$\beta_P = \frac{M'_A}{KJ_{CV}} = 23,44.10^{-5}(-12,188 + 14,464) = 53,349.10^{-5}$$

Các tính toán đối với tải trọng bị động:

Trước tiên thiết lập sơ đồ lực kháng đàn hồi nhằm xác định chuyển vị do tác dụng của lực trượt và lực kháng đàn hồi như đã được đề cập ở phần trên. Điểm không ở phần phía trái của biểu đồ lực kháng đàn hồi có thể tìm được bằng cách chọn điểm có độ rộng thông thủy là $0,7l_o$ (hình 5-7). Vị trí lớn nhất của biểu đồ lực kháng đàn hồi có thể xem là ở tiết diện 5 ứng với $\frac{2}{5}$H=(0,4H) kể từ điểm không phía trên. Xác định vị trí cao nhất của biểu đồ lực kháng đàn hồi theo công thức (5-9) và hình (5-7). Cụ thể:

Tại phần phía trên:

$$K\delta = K\delta_n\left(1 - \frac{Z^2}{1,62^2}\right)$$

Tại phần phía dưới:

$$K\delta = K\delta_n \left(1 - \frac{Z_1^2}{2,26^2}\right)$$

Hệ số trượt giữa vỏ và địa tầng lấy μ = 0,3 (bảng PL-12)

Tất cả các trị số tính toán cần thiết được ghi ở bảng (5-11)

Để xác định $M''_P, \frac{M''_P}{J}, \frac{M''_P}{J}y$ và $\frac{M''_P}{J}y_1$ ta phải cộng thêm $K\delta_h$ vào cột thích ứng trong bảng (5-11). Khi tính toán tích phân: $\int_0^{S'}\frac{M''_P}{J}dS, \int_0^{S'}\frac{M''_P}{J}ydS$ và $\int_0^{S'}\frac{M''_P}{J}y_1dS$, cần xem xét số nêm (đoạn nêm) tương ứng là 5 cái, đối với 3 nêm đầu dùng công thức Ximxon, còn lại 2 đoạn nêm sau dùng công thức Côtex và được kết quả như sau:

$$\int_0^S\frac{M''_P}{J}dS = -\left[\frac{3\times 0,73}{8}(185,48 + 3\times 94,27) + 0,2433(310,67 + 4\times 127,47)\right]K\delta_h = -327,84K\delta_h$$

$$\int_0^S\frac{M''_P}{J}ydS = \left[\frac{3\times 0,73}{8}(-63,71 + 3\times 49,29) - 0,2433(285,63 + 4\times 147,74)\right]K\delta_h = -190,23K\delta_h$$

Bảng 5-11. Bảng xác định chuyển vị do lực kháng đàn hồi và lực trượt

Tiết diện No	Tay đòn a(m), Mômen M (Tm)	$Q_1 = 0,031 \times K\delta_h$	$Q_2 = 0,009 \times K\delta_h$	$Q_3 = 0,102 \times K\delta_h$	$Q_4 = 0,121 \times K\delta_h$	$Q_5 = 0,670 \times K\delta_h$	$Q_6 = 0,201 \times K\delta_h$	$Q_7 = 0,695 \times K\delta_h$	$Q_8 = 0,209 \times K\delta_h$
3	Tay đòn	0,08	0,210						
	mômen	0,002	0,002						
4	Tay đòn	0,820	0,260	0,300	0,240				
	mômen	0,025	0,003	0,121	0,029				
5	Tay đòn	1,520	0,440	1,0001	0,380	0,340	0,280		
	mômen	0,047	0,004	0,402	0,046	0,228	0,056		
6	Tay đòn	2,200	0,700	1,680	0,600	1,080	0,400	0,360	0,250
	mômen	0,058	0,007	0,076	0,073	0,720	0,080	0,251	0,052
7	Tay đòn	2,900	1,080	2,420	0,940	1,820	0,660	1,120	0,340
	mômen	0,090	0,010	0,974	0,114	1,220	0,132	0,780	0,071
8	Tay đòn	3,440	1,400	3,000	1,350	2,460	0,900	1,780	0,480
	mômen	0,107	0,014	1,210	0,164	1,650	0,180	1,240	0,100

Tiếp bảng 5-11

Tiết diện No	Tay đòn (m) Mômen M (Tm)	$Q_9=0{,}510$ $\times K\delta_h$	$Q_{10}=0{,}009$ $\times K\delta_h$	$Q_{11}=0{,}185$ $\times K\delta_h$	$Q_{12}=0{,}055$ $\times K\delta_h$	$M'_p \times \frac{1}{K\delta_h}$	$\frac{M'_P}{J} \times \frac{1}{K\delta_h}$	$\frac{M''_P y}{J} \times \frac{1}{K\delta_h}$	$\frac{M'_P y_1}{J} \times \frac{1}{K\delta_h}$
3	Tay đòn,					-0,004	-0,49	0,85	-
	Mômen $\frac{1}{K\delta_h}$								
4	Tay đòn					-0,178	-19,10	20,65	-
5	Tay đòn					0,783	-75,17	28,64	0
6	Tay đòn					1,927	-184,99	-64,56	-133,19
7	Tay đòn	0,380	0,360			-3,643	-127,47	-147,74	-191,20
		0,194	0,058	-	-				
8	Tay đòn	1,020	0,500	0,400	0,400	-5,362	-125,68	-221,07	-267,70
		0,520	0,082	0,074	0,022				

$$\int_0^{S'} \frac{M''_P}{J} y_1 dS = -\frac{3\times 0,73}{8}(267,7+3\times 324,39)K\delta_h = -339,69K\delta_h$$

Độ lớn của chuyển vị do sự tác dụng của lực kháng đàn hồi và lực trượt

$$\Delta''_{1P} = \frac{-327,84}{24.10^5}.K\delta_h = -13,66.10^{-5}K\delta_h;$$

$$\Delta''_{2P} = \frac{-190,23}{24.10^5}.K\delta_h = -7,926.10^{-5}K\delta_h$$

$$\Delta''_{hP} = \frac{-339,69}{24.10^5}.K\delta_h = -14,155.10^{-5}K\delta_h;$$

$$\beta''_P = -23,44.10^{-5}\times 5,362K\delta_h = -125,685.10^{-5}K\delta_h$$

Thay các kết quả tính toán các chuyển vị do tải trọng chủ động và tải trọng bị động gây ra vào công thức (5.13) và (5.15) tìm được tổng chuyển vị :

$$\Delta_{1P} = \Delta'_{1P} + \Delta''_{1P} = (-146,894 + 13,66K\delta_h).10^{-5}$$

$$\Delta_{2P} = \Delta'_{2P} + \Delta''_{2P} = (153,807 - 7,926K\delta_h).10^{-5}$$

$$\Delta_{hP} = \Delta'_{hP} + \Delta''_{hP} = -(26,943 + 14,155K\delta_h).10^{-5}$$

$$\beta_P = \beta'_P + \beta''_P = (53,349 - 125,685K\delta_h).10^{-5}$$

Tính các ẩn lực cơ bản x_1 và x_2 theo công thức (5-12) :

$$x_1 = \frac{-146,894 - 13,66K\delta_h + 53,349 - 125,685K\delta_h}{26,058 + 23,44} = 1,890 + 2,815K\delta_h$$

$$x_2 = \frac{153,807 - 7,926K\delta_h + (53,349 - 125,685K\delta_h) \times 1,759}{108,47 + 23,44 \times 1,759^2} = -1,368 + 1,265K\delta_h$$

Chuyển vị xoay:

$$\beta = \beta_P + x_1\beta_1 + x_2\beta_1 y_c = [53,349 - 125,685K\delta_h + 23,44(1,89 + 2,815K\delta_h) + 23,44 \times$$
$$\times 1,759(-1,368 + 1,265K\delta_h)].10^{-5} = (41,247 - 7,544K\delta_h).10^{-5}$$

Tính chuyển vị δ_h theo công thức 5-14:

$$\delta_y = [-26,943 - 14,155k\delta_h + 4,73(1,89 + 2,815K\delta_h) + 4,074(-1,368 + 1,285K\delta_h) +$$
$$+ (41,247 - 7,544K\delta_h) \times 2,13].10^{-5} = (64,280 - 11,755K\delta_h).10^{-5}$$

Thay K = 5.10^4 T/m^3 vào, ta có:

$$\delta_h = \frac{64,280.10^{-5}}{1 + 11,755 \times 0,5} = 9,347.10^{-5}$$

Vậy : $K\delta_h = 5.10^4 \times 9,347.10^{-5} = 4,673 T/m^2$

Cuối cùng, ta có :

x_1=1,890+2,815 x 4,673 = 15,044Tm

x_2=-1,368+1,265 x 4,673 = 4,543T

$\beta = (41,247-7,544 \times 4,673).10^{-5}=5,994.10^{-5}$

Mômen uốn tại các tiết diện vỏ:

$$M = M_P + x_1 + x_2 y$$

Trong đó:

M_P - tổng các mô men uốn trong hệ cơ bản, có thể tra ở bảng (5-9, 5-10 và 5-11). Các giá trị sau cùng được nêu ở bảng (5-12):

Dùng công thức (5-17a) để kiểm tra độ chính xác của tính toán. Dùng số liệu trong bảng (5-12)

Bảng 5-12. Mô men uốn trong các tiết diện vỏ hầm

Tiết diện thứ N°	Mô men uốn trong hệ cơ bản, Tm			Mô men tổng M_P (Tm)	x_2y (Tm)	M (Tm)	$\frac{M}{J}$	$\frac{M}{J}y_1$
	Do địa áp và tự trọng vỏ	Do áp lực nước	Do lực kháng và lực trượt					
0	0	0	-	0	-13,815	1,229	232,35	-
1	-1,351	0,001	-	-1,350	- 12,952	0,742	120,32	-
2	-4,376	0,048	-	-4,328	-10,771	-0,055	-7,76	-
3	-8,583	0,277	-0,019	-8,325	-7,909	-1,190	-147,21	-
4	-10,575	0,912	-0,832	-10,495	-4,911	-0,362	-39,13	-
5	-12,790	2,432	-3,659	-14,017	-1,713	-0,704	-67,58	0
6	-14,118	5,208	-9,005	-17,915	-1,585	-1,286	-123,44	-88,89
7	-13,449	9,460	-17,024	-21,013	-5,265	-0,704	-24,63	-36,94
8	-12,188	14,464	-25,057	-22,781	7,991	0,254	5,95	12,67

$$\int_0^{S/2}\frac{M}{J}dS = 0,2433(232,35-4\times119,10-2\times170,35+5,95) = -140,82$$

Thay giá trị này vào công thức (5-17a):

$$\int_0^{S/2}\frac{M}{J}dS + E\beta = -140,82 + 24\times5,994 = 3,04$$

Sai số tính toán vượt 2%, do đó cần kiểm tra thêm bằng công thức (5-17b). Dựa vào số liệu trong bảng (5-12) để giải tích phân $\int\frac{M}{J}y_1dS$ bằng công thức Cotex:

$$\int\frac{M}{J}y_1dS = \frac{0,73\times3}{8}(12,67-3\times125,83) = -99,87$$

Thay các giá trị này, b và y_{1CV} vào công thức 5-176:

$$\delta_h = \frac{1}{E}\int\frac{M}{J}y_1dS + \beta y_{1CV} = -4,161.10^{-5} + 5,994\times2,13,10^{-5} = 8,606.10^{-5}$$

Vậy sai số so với δ_h đã được tính toán trước ứng với 8%.

Nếu giải biểu thức tích phân theo công thức Dravechi thì được kết quả :

$$\int\frac{M}{J}y_1dS = \frac{0,73}{2}(12,67-125,83\times2) = -87,23$$

và $\delta_h = -\frac{87,23}{24}.10^{-5} + 5,994 \times 2,13.10^{-5} = 9,264.10^{-5}$

Trường hợp này sai số là 0,9%.

Kết quả như vậy cho thấy bằng cách tính gần đúng biểu thức tích phân, sự tính toán ở trên là chấp nhận được.

Các lực pháp tuyến tại tiết diện vỏ hầm được tìm như sau:

$$N = N_P + x_2\cos\varphi$$

Các lực pháp tuyến N'_P do địa áp và tải trọng bản thân gây ra trong hệ cơ bản:

$$N'_{P_i} = \sin\varphi_i \sum_i P$$

$\sum P$: Tra ở bảng (5-9)

Các lực pháp tuyến do áp lực nước, lực kháng đàn hồi và lực trượt gây ra tìm được bằng cách cộng Q và lực W (tra bảng 5-10 và 5-11). Với giá trị cos của góc giữa tiếp tuyến đi qua tiết diện đang xét và chiều của tải trọng. Các lực pháp tuyến tìm được như vậy ghi ở bảng (5-13).

4. Kiểm tra tiết diện

Việc kiểm tra cường độ của tiết diện vỏ hầm, dựa vào các nội lực tìm được ở trên, tính toán như cấu kiện chịu nén lệch tâm.

Trước tiên xem xét quan hệ giữa độ lệch tâm ở từng tiết diện và độ lệch tâm cho phép. Độ lệch tâm ở từng tiết diện ghi ở bảng 5-14.

Trong bảng 5-14 cho thấy, tiết diện mà ứng suất kéo có thể xảy ra chỉ ở tiết diện thứ 0 và 1.

Bảng 5-13. Bảng xác định lực pháp tuyến trong tiết diện của vỏ hầm

Tiết diện thứ No	Địa áp+tự trọng vỏ		Áp lực nước N'_P (T)	Lực kháng đàn hồi N''_P (T)	Lực trượt N'''_P (T)	Hợp lực N_P (T)	$x_2\cos\varphi$ (T)	N (T)
	$\sum P$, (T)	$\sin\varphi_1 \times \sum_i P$						
0	0	0	0	0	0	0	4,54	4,54
1	4,68	2,34	-0,002	0	0	2,34	3,93	6,27
2	8,50	6,92	-0,02	0	0	6,90	2,64	9,54
3	11,25	9,90	-0,07	0,01	-0,04	9,89	2,08	11,97
4	13,64	12,89	-0,22	0,05	-0,61	12,33	1,49	13,82
5	15,36	15,08	-0,55	0,40	-1,52	13,41	0,86	14,24
6	16,60	16,58	-1,12	1,42	-2,47	14,41	0,20	14,61
7	18,01	17,99	-0,48	2,70	-3,24	16,97	-0,24	16,73
8	19,35	19,35	-0,18	2,18	-3,45	17,90	0	17,90

Bảng 5-14. Độ lệch tâm của từng tiết diện đang xét

N_o	e_i	$[e_o]$	N_o	e_i	$[e_o]$
0	0,271	0,0667	5	-0,049	0,0833
1	0,118	0,0700	6	-0,088	0,0867
2	-0,006	0,0733	7	-0,042	0,0996
3	-0,0099	0,0767	8	0,014	0,133
4	-0,002	0,0800			

Bây giờ tiến hành kiểm tra cường độ của tiết diện 0 (tiết diện đỉnh vòm) theo công thức (5-7)

$$\delta_{\substack{max \\ min}} = \frac{N_o}{F_o} \pm \frac{M_o}{W_o} = \frac{4,54}{0,4} \pm \frac{1,229}{0,0266} = 11,35 \pm 46,2$$

Trong đó:

$F_o' = 0,4 \times 1 = 0,4 m^2$

$N_o = 4,54$ T

$M_o = 1,229$ Tm

$$W_o = \frac{b.d_o^2}{6} = \frac{1,0 \times 0,4^2}{6} = 0,0266\ m^3$$

Vậy $\sigma_{max} = 11,35+46,2 = 57,55\ T/m^2 = 5,755\ kG/cm^2 < [\sigma_n]$

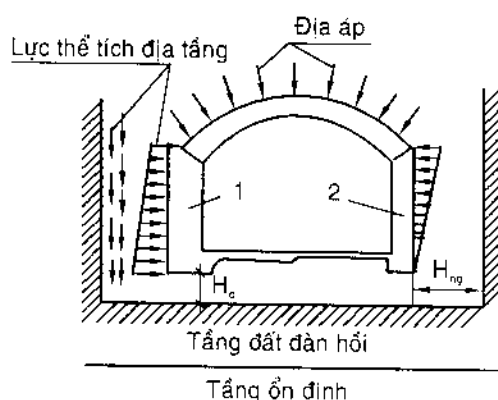
$\sigma_{min} = 11,35 - 46,2 = -34,85\ T/m^2 = -3,485\ kG/cm^2 < [\sigma_n]$

Ứng suất lớn nhất tại tiết diện đỉnh vòm vẫn đảm bảo an toàn thì đương nhiên tại tiết diện 1 còn lại điều kiện cường độ cũng thỏa mãn.

§3. TÍNH TOÁN VỎ HẦM KIỂU VÒM KÊ LÊN TƯỜNG ĐỨNG THEO THUYẾT ĐÀN HỒI

3.1. Khái niệm chung về cách tính toán

Vỏ hầm bê tông toàn khối kiểu vòm kê lên tường đứng được sử dụng nhiều đối với công trình ngầm có khổ hang vừa và lớn trong vùng địa tầng có cả địa áp dọc và ngang cùng tác dụng (hình 5-1c). Như đã giới thiệu ở §1 chương IV, việc tính toán dựa vào thuyết vật rắn biến dạng đàn hồi, coi vỏ hầm là hệ đàn hồi thuộc môi trường đàn hồi, địa tầng là thể biến dạng tuyến tính đẳng hướng có mô đun đàn hồi và hệ số Poisson không đổi. Phương pháp tính toán dựa trên nguyên tắc sau:



Hình 5-8. Trạng thái tầng đất đá đàn hồi xung quanh vỏ hầm
1. Tường cứng; 2. Tường đàn hồi

1. Chỉ địa tầng đàn hồi có độ dày bất kì trong tầng đất đá bao quanh vỏ là cùng làm việc với vỏ hầm (hình 5-8). Thông thường độ dày tầng đất đàn hồi phải thỏa mãn điều kiện:

$$\sigma_{max} = 1,2\sigma_{bđ}$$

Trong đó:

σ_{max} - ứng suất lớn nhất của địa tầng sau khi có vỏ hầm;

$\sigma_{bđ}$ - ứng suất ban đầu (tự nhiên) của địa tầng trước khi có vỏ hầm.

Độ dày tầng đất đàn hồi tạo ra ở đáy và mặt sau tường hầm được xác định như sau:

$$\left.\begin{array}{l} H_d = \Omega d_m \\ H_{ng} = \eta_{ng} h_y \end{array}\right\} \quad (5\text{-}19)$$

h_d - khoảng cách từ đáy móng đến tầng đất đàn hồi (phương dọc);

H_{ng} - khoảng cách từ thành móng đến tầng đất đàn hồi (phương ngang);

d_m - chiều dày móng tường hầm;

h_y - tổng chiều cao tường hầm.

$$\Omega = \frac{(1-\mu_o)^2}{1-2\mu_o} \cdot \frac{L}{d_m} \quad (5\text{-}20)$$

L - chiều dài đường hầm;

μ_o - hệ số Poisson của tầng đất đá;

μ_{ng} - giá trị phụ thuộc vào A_{ng} (bảng 5-16).

$$A_{ng} = 1,2\frac{\sigma_{bđ}.h_y}{H_t} \quad (5\text{-}21)$$

H_t - lực ép của vòm tác dụng vào phần trên của tường hầm.

Bảng 5-15. Giá trị Ω

L/d_m	$\mu_o = 0,2$	$\mu_o = 0,3$	$\mu_o = 0,4$
1	0,94	1,08	1,58
1,5	1,15	1,32	1,94
2	1,30	1,49	2,20
3	1,54	1,76	2,59
4	1,72	1,97	2,90
5	1,84	2,11	3,10
≥ 10	2,26	2,60	3,82

Bảng 5-16. Giá trị η_{ng}

$\eta_{ng} = \frac{H_{ng}}{h_v}$	< 0,2	0,2	0,4	0,6	0,8	≥ 1,0
A_{ng}	> 1,77	1,77	1,07	0,81	0,65	0,55

2. Các đặc trưng của địa tầng là môi trường đàn hồi:

Mô đun đàn hồi E_0 và hệ số Poisson μ_0. Độ lớn của các đặc trưng này cần xác định bằng kết quả thí nghiệm đối với địa tầng đã cho.

3. Địa tầng bao quanh vỏ hầm là thể biến dạng tuyến tính chịu lực tác dụng do trọng lượng bản thân. Phản lực nằm ngang của lực thể tích này (hình 5-8) tác dụng vào vách hầm đóng vai trò làm giảm biến dạng của vách do lực ép của vòm hầm.

Khi lực ép từ vòm truyền lên đỉnh tường không lớn theo đó, tường cắm vào phía địa tầng sẽ nhỏ. Vì vậy, áp lực truyền vào địa tầng không lớn. Do phản lực nằm ngang của lực thể tích của địa tầng kề bên tạo ra sự cân bằng với lực làm xoay tường theo phương ngược lại, kết quả, tường hầm không gây ra chuyển vị xoay hoặc gây ra chuyển vị xoay nhỏ. Vì thế ở trường hợp này cung vòm có thể được xem là vòm không khớp được cố định chắc chắn vào tường hầm (vòm không khớp liên kết cứng với tường).

Tuy nhiên, khi áp lực tác dụng mạnh vào địa tầng của vách hầm thì phản lực nằm ngang của lực thể tích của địa tầng kề bên chỉ cân bằng với một phần của áp lực này. Kết quả sẽ gây ra chuyển vị của tường hầm và làm tăng độ lún của địa tầng.

Hai trạng thái làm việc như vậy cho nên phải chia tính toán vỏ hầm thành trường hợp chung và trường hợp đặc biệt.

Trong tính toán vỏ hầm do giả thiết phản lực ngang của lực thể tích của địa tầng chỉ phát sinh do tường bị xoay nghiêng cho nên, độ lớn của lực này được chọn khác nhau tùy theo độ cứng của tường hầm (hình 5-8).

4. Lực kháng đàn hồi tác dụng vào tường hầm được xác định bằng lực tác dụng vào các thanh chắn (thường là 5 thanh) được bố trí ở giữa tường và địa tầng (hình 5-8).

Dựa vào các nguyên tắc tính toán như trên, vỏ hầm có vòm kê lên tường thẳng đứng, theo độ cứng của tường hầm, chia ra thành cách tính tường cứng và tường đàn hồi. Hệ số cường độ để phân biệt độ cứng của tường hầm :

$$\alpha = \frac{\pi E_0}{6EJ} \cdot \frac{1-\mu^2}{1-\mu_0^2} \cdot C^3 \qquad (5\text{-}22)$$

Trong đó:

E_o, μ_o - mô đun đàn hồi và hệ số Poisson của địa tầng sau tường;

E, μ - mô đun đàn hồi và hệ số Poisson của vật liệu làm vỏ hầm;

J - mô men quán tính của tường;

C - khoảng cách giữa hai thanh chèn, thường dùng 5 thanh cho nên lấy $C = 0,2h_y$. Nếu $\alpha \leq 0,1$ là tường cứng, $\alpha > 0,1$ - tường đàn hồi.

Công thức để phân biệt hai trường hợp này như sau:

$$l_o \leq 8\sqrt{\frac{f_o f_c}{l_o}} \qquad (5\text{-}23)$$

l_o, f_o - chiều rộng thông thủy và chiều cao thông thủy vòm hầm;

f_c - hệ số độ cứng của địa tầng.

Trường hợp không thỏa mãn điều kiện (5-23) đó là trường hợp chung, nếu thỏa mãn đó là trường hợp đặc biệt. Tóm lại, có thể chia thành các trường hợp tính toán như sau:

a) Trường hợp tính toán tổng quát tường cứng khi $\alpha \leq 0,1$ và không thỏa mãn điều kiện (5-23);

b) Trường hợp tính toán đặc biệt tường cứng khi $\alpha \leq 0,1$ và thỏa mãn điều kiện (5-23);

c) Trường hợp tính toán tổng quát cho tường đàn hồi khi $\alpha > 1$ và không thỏa mãn điều kiện (5-23);

d) Trường hợp tính toán đặc biệt cho tường đàn hồi khi $\alpha > 1$ và thỏa mãn điều kiện (5-23).

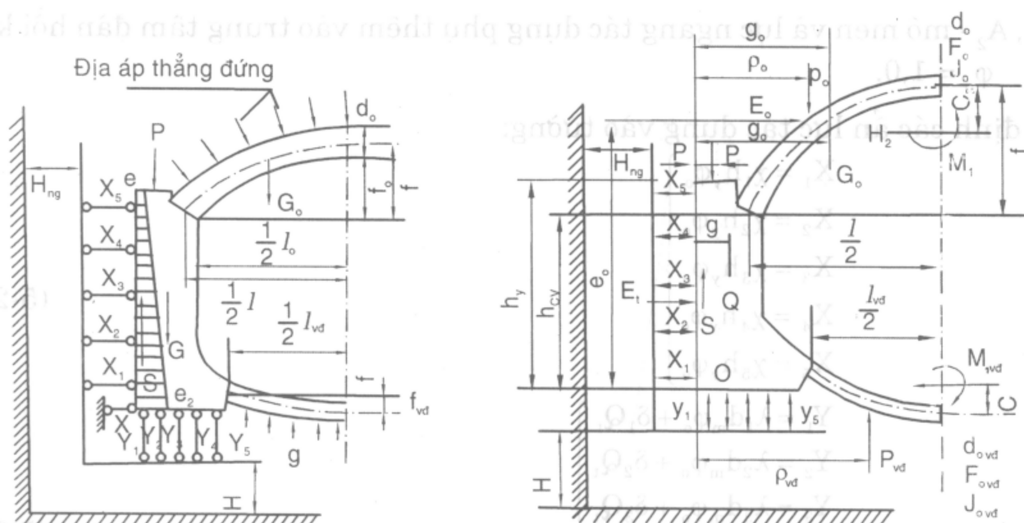
3.2. Tính vỏ hầm thuộc trường hợp tổng quát

1. Những nét chính trong tính toán vỏ hầm tường cứng

Vòm hầm kê lên tường cứng thuộc trường hợp tính toán tổng quát có hệ số độ cứng $\alpha \leq 0,1$ và nó không thỏa mãn điều kiện (5-23).

a. Xác định hệ và ẩn lực

Cung vòm ở phía trên là cung không khớp được liên kết đàn hồi kê lên tường cứng, bỏ qua biến dạng bản thân tường chỉ xét đến chuyển vị do sự xoay toàn khối và cung phía dưới được xem là giống cung phía trên. Hình (5-9a) thể hiện sơ đồ tính toán vỏ hầm kê lên tường cứng, tải trọng tác dụng vào vỏ hầm gồm: địa áp, trọng lượng bản thân, phản lực nằm ngang của lực thể tích của địa tầng có dạng hình thang và lực trượt do nó gây ra,... Hệ cơ bản thể hiện trên hình (5-9b).



***Hình 5-9**. Sơ đồ tính (a) và hệ cơ bản (b) của vỏ hầm kê lên tường cứng.*

Trong hệ cơ bản có cả thảy 16 ẩn số là : 5 giá trị X_i và 5 giá trị Y_i, các lực M_1 và H_2 tác dụng vào trung tâm đàn hồi của cung phía trên, $M_{1vđ}$, $H_{2vđ}$ tác dụng vào trung tâm đàn hồi vòm ngược (vòm đáy), góc xoay φ_o tại điểm 0 thay đoạn cố định ở đáy tường và x ở trục nằm ngang.

Các ẩn lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi của cung vòm trên và vòm đáy tính theo:

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} + \frac{\rho}{\delta_{11}}.\varphi_o = M_1^o + A_1\varphi_o \\ H_2 &= -\frac{\Delta_{2P}}{\delta_{22}} + \frac{\rho}{\delta_{22}}(h_{CV} + f - C_v)\varphi_o = H_2^o + A_2\varphi_o \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}24)$$

$$\left.\begin{aligned} M_{1vđ} &= -\frac{\Delta_{1P}^{vđ}}{\delta_{11}^{vđ}} - \frac{\rho^{vđ}}{\delta_{11}^{vđ}}.\varphi_o = M_{1.vđ}^o - A_1^{vđ}\varphi_o \\ H_{2vđ} &= -\frac{\Delta_{2P}^{vđ}}{\delta_{22}^{vđ}} - \frac{\rho^{vđ}}{\delta_{22}^{vđ}}(f_{vđ} - h_{vđ} - C_{vđ}).\varphi_o = H_{2.vđ}^o - A_2^{vđ}.\varphi_o \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}25)$$

Trong đó:

M_1^o, H_2^o - các ẩn lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi của vòm không khớp liên kết cứng;

ρ - hệ số hiệu chỉnh chuyển vị:

$$\rho = \frac{EJ(1-\mu_o^2)}{\pi E_o(1-\mu^2)}$$

A_1, A_2 - mô men và lực ngang tác dụng phụ thêm vào trung tâm đàn hồi khi $\varphi_o = 1,0$.

Xác định các ẩn lực tác dụng vào tường:

$$\left.\begin{aligned} X_1 &= \chi_1 h_y \varphi_o \\ X_2 &= \chi_2 h_y \varphi_o \\ X_3 &= \chi_3 h_y \varphi_o \\ X_4 &= \chi_4 h_y \varphi_o \\ X_5 &= \chi_5 h_y \varphi_o \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}26)$$

$$\left.\begin{aligned} Y_1 &= \lambda_1 d_m \varphi_o + \delta_1 Q_t \\ Y_2 &= \lambda_2 d_m \varphi_o + \delta_2 Q_t \\ Y_3 &= \lambda_3 d_m \varphi_o + \delta_3 Q_t \\ Y_4 &= \lambda_4 d_m \varphi_o + \delta_4 Q_t \\ Y_5 &= \lambda_5 d_m \varphi_o + \delta_5 Q_t \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}27)$$

Trong đó:

χ_i, λ_i, δ_i - các hệ số để tính toán tường cứng (Bảng PL-15a và PL=15b)

$$Q_t = Q_t^o + \mu_1 \alpha_1 h_y \varphi_o$$

Q_t^o - hợp lực của tổng các lực dọc tác dụng vào hệ cơ bản (ngoại trừ Y_i)

$$Q_t^o = G_o + P_o + G + P - \mu_1 E_t - P_t$$

$$E_t = \frac{h_y}{2}(e_1 + e_2)$$

$$\alpha_1 = -\sum_1^5 x_i \text{ , (Bảng PL-16)}$$

Xác định lực tại thanh chèn cố định ở tiết diện phía dưới của tường:

$$X = \alpha_1 h_y . \varphi_o - H_t^o - H_{vd}^o \qquad (5\text{-}28)$$

Trong đó:

$$H_t^o = H_{CV} - E_t$$

H_{CV} - lực ép ngang xảy ra ở điểm đỉnh tường tiếp xúc với vòm (điểm kê vòm lên tường).

Từ điều kiện cân bằng phụ thuộc điểm 0, xác định góc xoay của tường theo công thức:

$$\varphi_o = \frac{2M_t^o + d_m . Q_t^o}{\alpha h_y^2 + \alpha_2 d_m^2 + \mu_1 \alpha_1 d_m . h_y + 2A_o} \qquad (5\text{-}29)$$

Trong đó:

M_t^o - mômen phụ thuộc điểm 0 của tất cả các lực chi phối hệ cơ bản

$$M_t^o = M_1^o + H_2^o(h_{CV} + f - c_V) - M_{vd}^o - H_{vd}^o(f_{vd} - h_{vd} - C_{vd}) - P_o p_o - G_o g_o - E_V e_V -$$
$$- P.p - G.g - E_t e_t + P_{vd} p_{vd}$$

$$A_o = A_1 + A_2(h_{CV} + f - c_V) + A_1^{vd} + A_2^{vd}(f_{vd} - h_{vd} - c_{vd})$$

α, α_1 và α_2 - hệ số để tính toán tường cứng (Bảng PL-16)

C_v, C_{vd} - khoảng cách từ cung phía trên và điểm đỉnh của cung đáy đến trung tâm đàn hồi.

$$C_V = \frac{\int_0^S \frac{\cos\varphi}{Er} dS + \int_0^S \frac{Y}{J} dS}{\int_0^S \frac{dS}{J}} \quad (5\text{-}30)$$

Trung tâm đàn hồi thay đổi theo sự thay đổi tiết diện của vòm và xác định như sau:

$$\left.\begin{aligned} J_x &= \frac{J_o}{\left[1-(1-n)\frac{2x}{l}\right]} \cdot \frac{1}{\cos^m \varphi_x} \\ F_x &= \frac{F_o}{\sqrt[3]{\left[1-(1-n)\frac{2x}{l}\right]\cos^m \varphi_x}} \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}31)$$

J_x, F_x - mô men quán tính và diện tích tiết diện của tiết diện ứng với tọa độ ngang x (lấy điểm đỉnh là gốc);

J_o, F_o - mô men quán tính và diện tích tiết diện đỉnh của vòm;

l - chiều rộng của cung vòm

φ - góc tạo bởi đường vuông góc với trục và đường vuông góc được vẽ ở đường trục của tiết diện đang xét.

$$n = \frac{J_o}{J_{CV} \cos^n \varphi_{CV}}$$

Thường chọn n = 1; m = 1 hoặc m = 3

Khi sự thay đổi tiết diện của cung vòm không nhiều (m=1) thì biểu thức (5-31) viết là:

$$\left.\begin{aligned} J_x &= \frac{J_o}{\cos\varphi_x} \\ F_x &= \frac{F_o}{\sqrt[3]{\cos\varphi_x}} \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}31a)$$

Tuy nhiên, để thuận tiện trong tính toán có thể lấy $F_x = \frac{F_o}{\cos\varphi_x}$ trong công thức (5-31) và sai số trong tính toán so với công thức (5-31a) sẽ ở mức dưới 1%.

Vậy ta có:

$$C_V = \frac{f}{3}(1 + \alpha_o^{'}) \approx 0,337.f \qquad (5\text{-}30a)$$

Trong đó:

$$\alpha_o^{'} = \frac{d_o^2}{4lf}\text{arctg}\left(\frac{4f}{l}\right) + \frac{\frac{4f}{l}}{1 + \left(4\frac{f}{l}\right)^2}$$

Khi tiết diện của cung vòm thay đổi nhiều (m = 3) công thức (5-31) sẽ là:

$$\left.\begin{aligned} J_x &= \frac{J_o}{\cos^3\varphi_x} \\ F_x &= \frac{F_o}{\cos\varphi_x} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}31b)$$

và : $$e_V = \frac{f}{3}(a_o + \alpha_o) \qquad (5\text{-}30b)$$

Trong đó:

$$a_o = \frac{3}{\left(\frac{4f}{l}\right)^2}\left[\frac{\frac{4f}{l}}{\text{arctg}\left(\frac{4f}{l}\right)} - 1\right]$$

$$\alpha_o = \left(\frac{d_o}{l}\right)^2 \frac{1}{\text{arctg}\left(\frac{4f}{l}\right)}\text{arctg}\left(\frac{4f}{l}\right) + \frac{\frac{4f}{l}}{1 + \left(\frac{4f}{l}\right)^2}$$

Bảng 5.17 - Các giá trị của a_o, $\alpha_o^{'}$ và a_o

$\frac{f}{l}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2,5}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3,5}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{4,5}$	$\frac{1}{5}$
αo	0,007	0,009	0,012	0,014	0,018	0,019	0,021
α'	0,00385	0,00585	0,00805	0,0107	0,01287	0,0154	0,01795
a_o	0,606	0,681	0,741	0,787	0,822	0,851	0,869

2. Đường trục vòm dạng cung tròn

Quy luật thay đổi tiết diện vòm dạng cung tròn là:

$$\frac{J_o}{J_x} = 1-(1-n)\frac{\sin\varphi_x}{\sin\varphi_{CV}} \qquad (5.32)$$

$$n = \frac{J_o}{J_{CV}}$$

Trung tâm đàn hồi trong vòm dạng cung tròn có thể tìm như sau:
+ Khi cung vòm có tiết diện không đổi (n=1)

$$C_v = \frac{\beta_o' + \beta_o''}{3} \qquad (5.30c)$$

Trong đó:

$$\beta_o' = \frac{3}{1-\cos\varphi_{CV}}\left(1-\frac{\sin\varphi_{CV}}{\varphi_{CV}}\right)$$

$$\beta_o'' = \frac{3}{1-\cos\varphi_{CV}}\cdot\frac{1}{12}\left(\frac{d_o}{r}\right)^2\sin\varphi_{CV} = \left(\frac{d_o}{r}\right)^2\frac{\sin\varphi_{CV}}{4(1-\cos\varphi_{CV})}$$

+ Khi cung vòm có tiết diện thay đổi (n<1)

$$C_V = \frac{\beta_1-(1-n)\beta_3}{\varphi_{CV}-(1-n)\beta_2}.r \qquad (5.30d)$$

Trong đó :

$$\beta_1 = \varphi_{CV} - \sin\varphi_{CV}$$

$$\beta_2 = \frac{1-\cos\varphi_{CV}}{\sin\varphi_{CV}}$$

$$\beta_3 = \frac{1-\cos\varphi_{CV}}{\sin\varphi_{CV}} - \frac{\sin\varphi_{CV}}{2} \text{ và } n = \frac{J_o}{J_{CV}}$$

r - Bán kính của đường trục cung tròn

Bảng 5-18. Các giá trị của hệ số β_o' và β_o''

$\frac{f}{l}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$
φ_{CV}	90° 1,571	67°30' 1,180	53° 0,925	43°30' 0,760	37° 0,645
β_o' β_o''	1,091 0,016	1,045 0,017	1,030 0020	1,030 0,020,	1,015 0,017

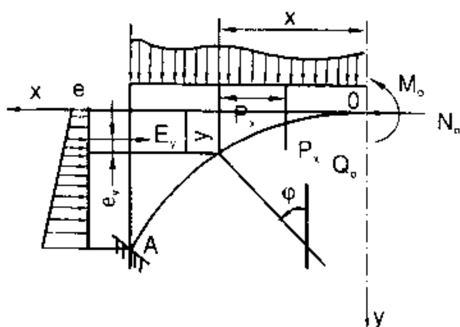
3. Xác định nội lực

Các nội lực tại các tiết diện cung vòm khi tải trọng đối xứng tác dụng tìm như sau:

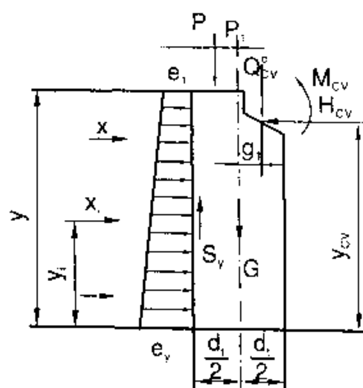
+ Tại tiết diện đỉnh vòm:

$$\left.\begin{aligned} M_o &= M_1 - H_2C_v \\ N_o &= H_2 \\ Q_o &= 0 \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}33)$$

+ Tại tiết diện bất kỳ (hình 5-10)



Hình 5.10. *Sơ đồ tải trọng xác định nội lực của vòm*



Hình 5.11. *Sơ đồ tải trọng để tìm nội lực của tường*

$$\left.\begin{aligned} M_x &= M_o + N_o y - P_x p_x - E_y e_y \\ N_x &= (N_o - E_y)\cos\varphi + P_x \sin\varphi \\ Q_x &= P_x \cos\varphi - (N_o - E_y)\sin\varphi \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}34)$$

- Tìm nội lực trong các tiết diện tường hầm.

Các nội lực tại tiết diện cách (về phía dưới) đỉnh tường một khoảng y.

$$\left.\begin{aligned} M_y &= M_{cv} + H_{cv}y_{cv} - Q^o_{cv}q_1 + P.p - \frac{1}{3}e_1.y^2 - \frac{1}{6}e_y y^2 - \sum x_i y_i - \frac{dt}{2}.\mu_1\left[\frac{1}{2}(e_1 + e_y)y + \sum x_i\right] \\ N_y &= Q^o_{cv} + P + G_y - \mu_1\left[\frac{1}{2}(e_1 + e_y)y + \sum x_i\right] \\ Q_y &= \left[\frac{1}{2}(e_1 + e_y)y + \sum x_i\right] - H_{cv} \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}35)$$

Các nội lực ở cung đáy có thể tìm giống như trường hợp cung vòm trên.

Kiểm tra độ chính xác của quá trình tính toán dựa vào điều kiện cân bằng sau đây:

$$\left.\begin{aligned} M_{ng} + M_m &= 0 \\ N_{ng} + N_m &= 0 \\ Q_{ng} + Q_m &= 0 \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}36)$$

Trong đó:

M_{ng}, N_{ng}, Q_{ng} - các nội lực sinh ra ở trung tâm móng tường do ngoại lực tác dụng.

M_m, N_m, Q_m - các nội lực do lực (y_i) tác dụng từ nền đàn hồi tại trung tâm móng tường.

4 - Kiểm tra tiết diện vỏ hầm

Kiểm tra tiết diện vỏ là kiểm tra cường độ do cấu kiện chịu nén lệch tâm. Vỏ hầm có tường đàn hồi thuộc trường hợp tính toán tổng quát: a >1 và không thỏa mãn điều kiện (5 - 23). Kết cấu vỏ hầm bao gồm cung vòm đàn hồi, tường đàn hồi và móng (có thể không có). Tuy nhiên, móng không thuộc hệ làm việc thống nhất.

a - Lựa chọn hệ và cách xác định ẩn lực

Chọn sơ đồ tính toán và hệ cơ bản giống với trường hợp tường cứng, chỉ khác ở chỗ (hình 5 - 9) không có vòm ngửa (vòm đáy), phân lực nằm ngang của lực thể tích của địa tầng tác dụng vào tường phân bố theo hình tam giác ($e_2 = 0$). Hệ cơ bản này là hệ có 14 ẩn số: 5 giá trị x_i, 5 giá trị y_i, các lực M_1, H_2 tác dụng ở trung tâm đàn hồi của vòm, lực x tiếp nhận sự lún đất nhằm ngăn cản sự dịch chuyển phần dưới tường, góc xoay φ_o ở đoạn cố định đặt dưới chân tường.

Các ẩn lực cơ bản gia tăng tại trung tâm đàn hồi của cung vòm được xác định như sau:

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} + \frac{\rho}{\delta_{11}}.\varphi^o_{cv} = M^o_1 + A_1\varphi^o_{cv} \\ H_2 &= -\frac{\Delta_{2P}}{\delta_{22}} + \frac{\rho}{\delta_{22}}(f - c_v)\varphi^o_{cv} - \frac{\rho}{\delta_{22}}x_{cv} = H^o_2 + B_1\varphi^o_{cv} - B_2X_{cv} \end{aligned}\right\} \quad (5 - 37)$$

Trong đó:

M^o_1, H^o_2 - các ẩn lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi của vòm không khớp kê lên gối cứng.

A_1, B_1, B_2 - các ẩn lực cơ bản tác dụng phụ thêm vào trung tâm đàn hồi khi góc xoay đỉnh tường $\varphi^o_{CV}=1$ và chuyển vị ngang $x_{cv} = 1$.

$$\rho = \frac{EJ_o}{E_o\pi}.\frac{1-\mu_o^2}{1-\mu^2}$$

Công thức (5-37) là trường hợp chịu tải trọng đối xứng trong hệ đối xứng, do đó ẩn lực Q_3 tác dụng vào trung tâm đàn hồi sẽ bằng 0.

Độ lớn của ẩn lực tương ứng với 5 thanh chèn mặt sau tường:

$$X_1 = \chi_{i\varphi_o}.h_y.\varphi_o + \chi_{iD_1}.D_1 + \chi_{iD_2}.D_2 + ... + x_{iD_6}.D_6 \quad (5-38)$$

Trong đó:

$\chi_{i\varphi_o}$, χ_{iD} - Tra bảng Phụ lục PL-17 tương ứng.

$$D_1 = \frac{M}{100h_y}; D_2 = \frac{H}{100}; D_3 = \frac{e_1 d_t}{100}; D_4 = \frac{e_1 h_y}{100}; D_5 = \frac{(e_2 - e_1)d_t}{100}; D_6 = \frac{(e_2 - e_1)h_y}{100}.$$

M,H - mô men uốn và lực ép thay đổi do tất cả các lực bên trên tác dụng vào phần trên cùng của tường (đỉnh tường).

$$M = M^o + B_o\varphi^o_{CV} + B_2(h_{CV} + f - h_y - C_V)X_{CV}$$

$$M^o = M^o_1 + H^o_2(h - h_y - c_v) - P_o\left(p_o - \frac{d_t}{2}\right) - G_o\left(g_o - \frac{d_t}{2}\right) - P\left(\frac{d_t}{2} - p\right) - E_v(e_v - h_y)$$

$$B_o = A_1 + B_1(h - h_y - C_v)$$

Độ lớn của ẩn lực ứng với 5 thanh chèn dùng ở đáy tường là :

$$Y_i = \lambda_i d_m \varphi_o + \delta_i Q_t \quad (5-39)$$

Ẩn lực ứng với trục đỡ nhằm ngăn cản sự di chuyển của đáy tường:

$$X = \sum_1^5 x_i - H^o_t \quad (5-40)$$

Trong đó:

$$H^o_t = N_o - E_V - E_t$$

Có thể xác định được góc xoay của đáy tường (chân tường) như sau. Trước tiên tìm chuyển vị góc và chuyển vị ngang sinh ra tại tiết diện tường đỡ:

$$\left.\begin{aligned} \varphi^o_{cv} &= \varphi_A + \Pi_o\varphi_o \\ X_{cv} &= X_A + T_o\varphi_o \end{aligned}\right\} \quad (5-41)$$

Trong đó:

$$\left.\begin{aligned} \varphi_A &= \frac{\varphi_a T_2 - X_a\Pi_2}{T_1\Pi_2 - \Pi_1 T_2}; X_A = \frac{\varphi_a T_1 - X_a\Pi_1}{T_1\Pi_2 - \Pi_1 T_2} \\ \Pi_o &= \frac{P_o\Pi_2 h_y - n_o T_2}{T_1\Pi_2 - \Pi_1 T_2}; T_o = \frac{P_o\Pi_1 h_y - n_o T_1}{T_1\Pi_2 - \Pi_1 T_2} \end{aligned}\right\} \quad (5-42)$$

$$\left.\begin{aligned} \Pi_1 &= 1 + n_1\frac{B_o}{100h_y^2} + n_2\frac{B_1}{100h_y} \\ \Pi_2 &= n_1\frac{B_2}{100h_y^2}(h - h_y - C_v) + n_2\frac{B_2}{100h_y} \\ T_1 &= P_1\frac{B_o}{100h_y} + P_2\frac{B_1}{100} \\ T_2 &= 1 + P_1\frac{B_2}{100h_y}(h - h_y - C_v) + P_2\frac{B_2}{100} \end{aligned}\right\} \quad (5-43)$$

$$\left.\begin{aligned}\varphi_a &= n_1\frac{M^o}{100h_y} + n_1\frac{H^o}{100} + (n_3 - n_5)\frac{e_1 d_t}{100h_y} + (n_4 - n_6)\frac{e_t}{100}\\ \chi_a &= p_1\frac{M^o}{100h_y} + p_2\frac{H^o}{100} + (p_3 + p_5)\frac{e_1 d_t}{100} + (p_4 + p_6)\frac{e_1 d_m}{100}\end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}44)$$

$$M^o = M_1^o + H_2^o(h - h_y - C_v) - P_o\left(p_o - \frac{d_t}{2}\right) - G_o\left(g_o - \frac{d_t}{2}\right) - P\left(\frac{d_t}{2} - p\right) - E_v(e_v - h_y)$$

$$H^o = H_2^o - E_V$$

n_i, p_i - tra bảng PL-19.

Trong đó:

$$\varphi_o = -A\,(2M_t^o + d_m Q_t^o) + A(2M_D + d_m.Q_D) \quad (5\text{-}45)$$

$$A = \frac{1}{\alpha'.h_y^2 + \alpha_2 d_m^2 + \mu_1 \alpha_1' d_m h_y + 2C_o}$$

α', α_1' - tra bảng phụ lục PL-18;

α_2 - tra bảng phụ lục PL-16;

$\mu_1 \approx 0{,}3$ - hệ số trượt giữa địa tầng và vỏ hầm.

$$Q_D = \mu_1\,(\alpha_{D1}'.D_1 + \alpha_{D2}' + \ldots + \alpha_{D6}'.D_6$$

α_{Di}' - tra bảng phụ lục PL-18

$$M_D = h_y \sum_1^6 \alpha_{Di}.D_i$$

$$Q_t^o = P_o + G_o + P + G - \mu_1 E_t$$

$$M_t^o = M_1^o + H_2^o(h_{cv} + f - C_v) + [A_1 + B_1(h_{cv} + f - C_v)]\varphi_A - B_2(h_{cv} - f - C_v)X_A - P_o p_o - G_o g_o - P.p - G.g - E_v e_v - E_t e_t$$

$$C_o = A_1\Pi_o + B_1(h_{CV} + f - C_V)\Pi_o + B_2(h_{CV} + f - C_V)T_o$$

b - Xác định nội lực

Các nội lực trong các tiết diện của vòm và tường có thể xác định giống như trường hợp tường cứng (công thức 5 - 33, 34 và 35).

c - Kiểm tra tiết diện vỏ hầm.

Kiểm tra bằng phương pháp kiểm tra cường độ của cấu kiện chịu nén lệch tâm.

3.3. Bài toán

Cần xây dựng công trình ngầm có kích thước thông thủy : chiều rộng l_o = 7,6m, chiều cao h_o = 5,3m. Độ sâu hang H = 30m, địa tầng là đá macnơ bình thường có f_c = 2,0.

Kết quả thí nghiệm xác định được: mô đun biến dạng E_o = 40.000 T/m^2 và μ_o = 0,2. Hãy tính toán vỏ công trình ngầm có các điều kiện nêu trên.

Bài giải.

1. Xác định các chỉ số hình học của vỏ hầm:

Chọn kiểu vỏ gồm vòm kê lên tường (hình 5.12). Xem xét điều kiện địa chất và điều kiện tận dụng không gian, chọn tỉ số chiều sộng và chiều cao vòm $\beta = \frac{l_o}{f_o} = 4$. (kích thước thông thủy).

Vậy chiều cao thông thủy của vòm $f_o = \frac{l_o}{\beta} = \frac{7,6}{4} = 1,9m$.

Chiều dày dự kiến đỉnh vòm, tham khảo kinh nghiệm tính toán, d_o = 0,4m. Các chỉ số kích thước còn lại, dựa vào bảng (5-2), dự kiến như sau:

Độ dày tiết diện chân vòm : $d_{cv} = 1,4 \times d_o = 1,4.0,4 = 0,56m \approx 0,55m$.

Độ dày tường hầm: $d_t = 1,3d_{cv} = 1,3.0,55 = 0,715 \approx 0,7m$.

Độ dày móng tường: $d_m = 1,3d_t = 1,3.0,7 \approx 0,9m$.

Các kích thước khác nêu trên hình 5-12

Đường trục của vòm có dạng parabol. Góc ở tâm khổ thông thủy là:

$$tg\varphi^o_{cv} = \frac{4f_o}{l} = \frac{4 \times 1,9}{7,6} = 1,0 \Rightarrow \varphi^o_{cv} = 45^\circ$$

Vậy:

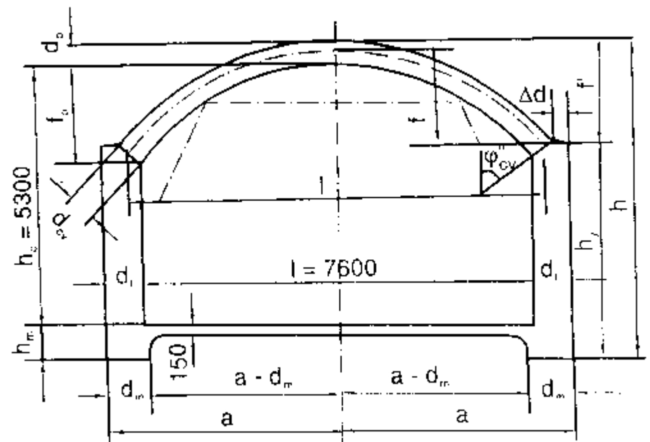
$$\sin\varphi^o_{cv} = \sin 45^\circ = 0,707, \cos\varphi^o_{cv} = \cos 45^\circ = 0,707$$

Chiều rộng và chiều cao vòm tính toán là:

$l = l_o + d_{cv}.\sin\varphi^o_{cv} =$
$= 7,6 + 0,55.0,707 + 7,99m$

$f = f_o + \frac{d_o}{2} - \frac{d_{cv}}{2}.\cos\varphi^o_{cv} =$
$= 1,9 + 0,5.0,4 - 0,5.0,55.0,0707 =$
$= 1,906m$

Sau khi tính được l và f ta xác định lại cho chính xác chiều rộng và chiều cao vòm tính toán:



Hình 5.12- *Sơ đồ cấu tạo chung của vỏ hầm*

$$tg\varphi_{cv} = \frac{4f}{l} = \frac{4x1,906}{7,99} = 0,954 \rightarrow \varphi_{cv} = 43^\circ 35'$$

$\sin 43°35' = 0,6892$ và $\cos 43°35' = 0,7246$

Do đó : $l = l_o + d_{cv}\sin\varphi_{cv} = 7,6 + 0,55 \times 0,6892 = 7,98m$

$$f = f_o + \frac{d_o}{2} - \frac{d_{cv}}{2}.\cos 45°35 = 1,9 + 0,5 \times 0,4 - 0,5.0,55.0,7246 = 1,90m$$

Các kích thước ngoài của vòm (hình 5-12):

$$f' = f_o + d_o - d_{cv}\cos 43°35' = 1,9 + 0,4 - 0,55 \times 0,7246 = 1,90m$$
$$\Delta d = d_t - d_{cv}\sin 43°35' = 0,7 - 0,55 \times 0,6892 = 0,32m$$

$$a = 0,5l_o + d_t = 0,5 \times 7,6 + 0,7 = 0,450m$$

Do đó, bán kính hầm cần đào:

$2a = 2 \times 4,5 = 9,0m$

$h_y = 4.4m$

$h_{cv} = h_y - 0,5d_{cv}.\cos\varphi_{cv} = 4,4 - 0,5.0,55.0,7246 = 4,2$

$h = h_y + f' = 4,4 + 1,9 = 6,3m$

$q_{cv} = d_t - 0,5d_{cv}.\sin\varphi_{cv} = 0,7 - 0,5.0,55.0,6892 = 0,51m.$

2. Chọn kiểu dáng tường và điều kiện tính toán

Vòm và tường dùng bê tông mác 200# có mô đun đàn hồi E = 2900000T/m^2 và hệ số Poisson $\mu = \frac{1}{6}$.

Dùng công thức (5-22) để phân biệt hình dạng đường hầm với E_o=40.000T/m^2, $\mu_o = 0,2$, $\mu = \frac{1}{6}$, $EJ = 2.900.000T/m^2 \frac{1 \times 0,7^3}{12} = 82892T.m$ và $c = 0,2.h_y = 0,2.4,4 = 0,88m$ ta có:

$$\alpha = \frac{\pi E_o}{6EJ}.\frac{1-\mu^2}{1-\mu_o^2}.C^3 = \frac{3,142 \times 40000}{6 \times 82892}.\frac{1-\left(\frac{1}{6}\right)^2}{1-0,2^2}.0,88^3 = 0,13 > 0,10$$

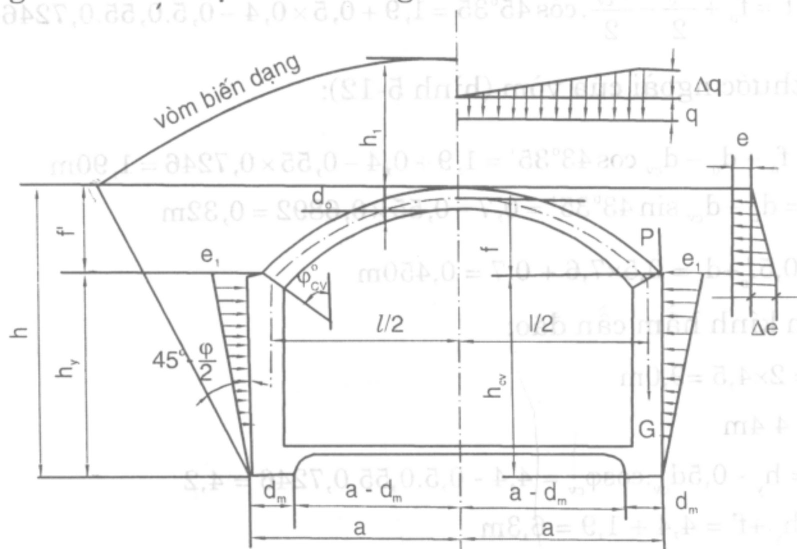
$\alpha > 0,1$ do đó đây là tường đàn hồi. Tuy nhiên, để tiện tính toán ta lấy $\alpha = 0,1$. Dùng công thức (5-23) để lựa chọn phương pháp tính:

$$l \le 8.\sqrt{\frac{f_o.f_c}{l_o}} = 8\sqrt{\frac{1,9 \times 2}{7,6}} = 5,7m$$

Như vậy, chiều rộng thông thủy công trình ngầm yêu cầu l_o = 7,6m >5,7m cho nên nó thuộc trường hợp tính toán tổng quát.

3. Xác định tải trọng.

Các tải trọng tác dụng vào vỏ hầm thể hiện trên hình 5-13. Ngoại lực tác dụng vào vòm trên của hầm là : địa áp và tải trọng bản thân (tự trọng). Chiều cao vòm biến dạng nứt nẻ xác định theo công thức (3-8):



Hình 5-13. *Sơ đồ tải trọng tác dụng lên vỏ hầm*

$$a_1 = a + htg\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = 4,5 + 6,3tg\left(45^o - \frac{65^o}{2}\right) = 5,9m$$

$$h_1 = \frac{a_1}{f_c} = \frac{5,9}{2} = 2,95m$$

Từ công thức (3-4) ta có:

$$H = 30m > 1,5h_1 = 1,5\times 2,95 = 4,42m.$$

Như vậy, ở vòm vỏ, có thể xem là chỉ có địa áp thuộc vòm biến dạng nứt nẻ tác dụng vào. Tải trọng thẳng đứng:

$$q = \gamma_d.h_1 + d_o\gamma_{bt} = 2,4\times 2,95 + 0,4\times 2,4 = 8,04 \approx 8,1T/m^2$$

$$\Delta q = f'\gamma_d + h'\gamma_d + \frac{d_{cv}}{\cos\varphi^o_{cv}}.\gamma_{bt} - q = 1,9.2,4 + 1,24.2,4 + \frac{0,55}{0,707}.2,4 - 8,1 = 1,3T/m^2$$

$$\text{Suy ra : } h' = h_1\left(1 - \frac{a^2}{a_1^2}\right) = 2,95\left(1 - \frac{4,5^2}{5,9^2}\right) = 1,24m$$

Áp lực bên (ngang) tác dụng vào vòm:

$$e = \gamma_d.h_1 tg^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = 2,4.2,95.tg^2\left(45^o - \frac{65^o}{2}\right) = 0,35 \approx 0,4T/m^2$$

$$\Delta e = f'\gamma_d.tg^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = 1,9.2,4tg^2\left(45^o - \frac{65^o}{2}\right) = 0,13 \approx 0,1T/m^2$$

Tại mặt bên của tường có phân lực ngang của lực thể tích (trọng lượng đất đá) tác dụng theo sơ đồ hình tam giác (hình 5-13)

Ở phía trên (vai tường) lực này có độ lớn là:

$$e_1 = \frac{\mu_o}{1-\mu_o}(h'+f')\gamma_đ = \frac{0,2}{1-0,2}(1,24+1,9)2,4 = 1,88 \approx 1,9T/m^2$$

Tại mép ngoài chân tường $e_2 = 0$

* Áp lực ngược xem như không có cho nên không xem xét.

4. Xác định tầng đất đá đàn hồi

Chiều dày tầng đất đàn hồi ở xung quanh tường xác định theo công thức (5-19):

$$H_{ng} = \eta_{ng} \,.\, h_y$$

Để xác định η_{ng} trong bảng (5-16) trước tiên phải tìm A_{ng}. Tính A_{ng} theo công thức (5-21) và các tham số trong công thức này. Ứng suất ban đầu tại phần trên của tường là:

$$\sigma_{bđ} = \frac{\mu_o}{1-\mu_o}(f'\gamma_đ + H\gamma_đ) = \frac{0,2}{1-0,2}(1,9.2,4+30.2,4) = 19,14T/m^2$$

Lực ép của vòm tác dụng vào đỉnh tường được xác định theo phương pháp gần đúng:

$$H_t = 1,25\frac{l^2}{128.f}(16.q+5.\Delta q) = 1,25\frac{7,98^2}{128.1,9}(16.8,1+5.1,3) \approx 44,5T$$

Hệ số ép co của ứng suất (công thức 5-21)

$$A_{ng} = 1,2\frac{\sigma_{bđ}.h_y}{H_t} = 1,2\frac{19,14.4,40}{44,5} = 2,27$$

Tra bảng (5-16) với $A_{ng} = 2,27 > 1,77$ được $\eta_{ng} = 0,20$

Vậy độ dày tầng đất đàn hồi ở mặt sau tường là : $H_{ng} = 0,2h_y$

Xác định độ dày tầng đất đàn hồi ở móng tường. Tra bảng (5-15) với μ_o=0,2 và $\frac{L}{d_m} > 10$ ta được $\Omega = 2,26$. Suy ra: $H_d = \Omega.d_m = 2,26.0,9 = 2,02$

5. Kiểm tra tiết diện tại đỉnh vòm.

Đây là trường hợp vòm biến dạng tự do kê lên tường cứng, vòm có gối đàn hồi và đường trục dọc thành vòm có dạng parabon. Xác định vị trí trung tâm đàn hồi dựa vào hình (5-14) và công thức (5-30a):

$$C_v = 0,337.f = 0,337.1,90 = 0,64 \text{ m}$$

Trước tiên dựa vào công thức tính gần đúng xác định các ẩn lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi của vòm không khớp kê lên gối cứng.

$$M_1^o = \frac{l^2}{96}(4q + \Delta q) + \frac{f^2}{210}(21e + 5\Delta e) = \frac{7,98^2}{96}(4.8,1 + 1,3) + \frac{1,9^2}{210}(21.04 + 5.0,1) = 22,57Tm$$

Lực ép:

$$H_2^o = -\frac{0,07922.l^2}{f\left[1 + \beta_1\left(\frac{d_o}{f}\right)^2\right]}\left[(1,578.q + 0,4945.\Delta q) + \left(\frac{f}{l}\right)^2.(5,433.e + 1,511.\Delta e)\right]$$

$$= -\frac{0,07922.7,98^2}{1,9\left[1 + 0,762\left(\frac{0,4}{1,9}\right)^2\right]}\left[(1,578.8,1 + 0,4945.1,3) + \left(\frac{1,9}{7,98}\right)^2.(5,433.0,4 + 1,511.0,1)\right]$$

$$= 34,82T$$

Ở đây giá trị của $\beta_1 = 0,762$ tra trong bảng PL-13 ứng với $\frac{f}{l} = \frac{1,9}{7,98} = \frac{1}{4,2}$. Khi góc xoay $\varphi_o = 1$ thì mômen và lực ép tác dụng phụ thêm vào trung tâm đàn hồi được tính như sau:

$$A_1 = \frac{2\rho}{l} = \frac{2.0,1214}{7,98} = 0,030m^3$$

$$B_1 = \frac{\rho}{f^2.l}.\frac{f - C_v}{0,0483\left[1 + \beta_1\left(\frac{d_o}{f}\right)^2\right]}$$

$$= \frac{0,1214}{1,9^2.7,98}.\frac{1,9 - 0,67}{0,0483\left[1 + 0,762\left(\frac{0,4}{1,9}\right)^2\right]} = 0,1172m^2$$

Trong đó:

$$\rho = \frac{EJ_o}{\pi.E_o}.\frac{1 - \mu_o^2}{1 - \mu^2} = \frac{2900000.\frac{0,4^3}{12}}{3,14.40000}.\frac{1 - 0,2^2}{1 - \left(\frac{1}{6}\right)^2} =$$

$$= 0,1214m^4$$

Lực ép gia tăng vào trung tâm đàn hồi của vòm do chuyển vị ngang của chân vòm $X_{cv} = 1$ là:

Hình 5-14. *Sơ đồ tải trọng tính toán ở vòm hầm.*

$$B_2 = \frac{\rho}{0,04383.f^2.l\left[1+\beta_1\left(\frac{d_o}{f}\right)^2\right]} = \frac{0,1214}{0,04383.1,9^2.7,98\left[1+0,762\left(\frac{0,4}{1,9}\right)^2\right]} = 0,0930$$

Dựa vào công thức (5-41) để tính góc xoay và chuyển vị ngang của đỉnh tường. Muốn vậy, cần tính toán các giá trị φ_A, X_A, Π_o, T_o và φ_o theo công thức (5-42, 43 và 44).

Tra bảng phụ lục PL-19a , ứng với $H_{ng} = C = 0,2h_y$ và $\alpha = 0,10$ để tìm h_i và P_i, ta có :

$n_o = -0,02257$, $P_o = 0,05182$; $n_1 = 2441,17950$, $P_1 = 336,72975$;

$n_2 = 336,6675$, $P_2 = 68,56425$; $n_3 = -50,49750$, $P_3 = -10,28250$;

$n_4 = 19,8420$, $P_4 = 0,97275$; $n_5 = 2,97600$, $P_5 = 0,14550$;

$n_6 = 22,70025$, $P_6 = 4,1640$. Và

$B_o = A_1 + B_1 (h - h_y - C_v) = 0,03 + 0,1172 (6,1 - 4,40 - 0,64) = 0,1542.$

Ở đây:

$h = h_{cv} + f = 1,2 + 1,9 = 6,10m$

Xác định Π_1 và T_1 theo công thức (5-43) được:

$$\Pi_1 = 1 + n_1\frac{B_o}{100h_y^2} + n_2\frac{B_1}{100h_y} = 1 + 2441,1795.\frac{0,1542}{100.4,4^2} + 336,66075.\frac{0,1172}{100.4,4} = 1,2841$$

$$\Pi_2 = n_1\frac{B_2}{100h_y^2}(h - h_y - C_v) + n_2\frac{B_2}{100h_y}$$

$$= 2441,1795.\frac{0,093}{100.4,4^2}(6,1 - 4,4 - 0,61) + 336,66075.\frac{0,093}{100.4,4} = 0,1954.$$

$$T_1 = P_1\frac{B_o}{100h_y} + P_2\frac{B_1}{100} = 336,72975.\frac{0,1542}{100.4,4} + 68,58425.\frac{0,1172}{100} = 0,1984$$

$$T_2 = 1 + P_1\frac{B_2}{100h_y}(h - h_y - C_v) + P_2\frac{B_2}{100} = 1 + 336,72975.\frac{0,093}{100.4,4}(6,1 - 4,4 - 0,64) +$$

$$+ 68,56425.\frac{0,93}{100} = 1,1392$$

Tất cả các tải trọng phía ngoài phát sinh tại trung tâm (chính giữa) tiết diện đỉnh tường tạo ra mômen (hình 5-15) như sau:

$$M^o = M_2^o + H_2^o(h - h_y - C_v) - \frac{q.l}{2}\left(q_{cv} + \frac{l}{4} - \frac{d_t}{2}\right)$$

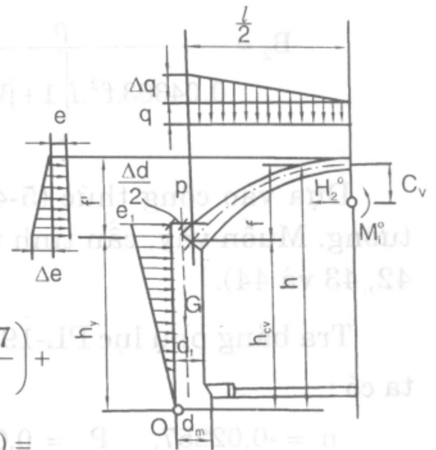
$$-\frac{\Delta q.l}{4}\left(q_{CV} + \frac{l}{6} - \frac{d_t}{2}\right) + p\left(\frac{d_t}{2} - \frac{\Delta d}{2}\right) - \frac{ef}{2}(h - h_y)$$

$$-\frac{\Delta e.f}{6}(h - h_y) = 22,5 + 34,82(6,1 - 4,4 - 0,64) -$$

$$-\frac{8,1.7,98}{2}\left(0,51 + \frac{7,98}{4} - \frac{0,7}{2}\right) - \frac{1,3.7,98}{4}\left(0,51 + \frac{7,98}{6} - \frac{0,7}{2}\right) +$$

$$+2,41\left(\frac{0,7}{2} - \frac{0,32}{2}\right) - \frac{0,4.1,9}{2}(6,1 - 4,4) - \frac{0,1.1,9}{6}(6,1 - 4,4) =$$

$$= -14,34\text{Tm}$$



Hình 5-15. *Sơ đồ tải trọng của hệ*

Lực ép:

$$H^o = H_2^o - E_v = H_2^o - \frac{e + \Delta e}{2}.f = 34,84 - \frac{0,4 + 0,1}{2}.1,9 = 34,35\text{T}$$

Theo công thức (5-44) để tính giá trị φ_a và X_a:

$$\varphi_a = n_1\frac{M^o}{100h_y^2} + n_2\frac{H^o}{100h_y} + n_3\frac{e_1 d_t}{100h_y} + n_4\frac{e_1}{100} - n_5\frac{e_1 d_t}{100h_y} - n_6\frac{e_1}{100}$$

$$= -2441,1795.\frac{14,34}{100.4,4^2} + 336,66075.\frac{34,35}{100.4,4} - 50,4975.\frac{0,7.1,9}{100.4,4} + 19,842.\frac{1,9}{100} -$$

$$-2,9760.\frac{0,7.1,9}{100.4,4} - 22,70025.\frac{1,9}{100} = 7,904\text{T/m}^2$$

$$X_a = P_1\frac{M^o}{100h_y} + P_2\frac{H^o}{100} + P_3\frac{e_1 d_t}{100} + P_4\frac{e_1 h_y}{100} - P_5\frac{e_1 d_t}{100} - P_6\frac{e_1 h_y}{100}$$

$$= -336,72975.\frac{14,34}{100.4,4} + 68,56425.\frac{34,35}{100} - 10,2825.\frac{1,9.0,7}{100.4,4} + 0,97275.\frac{1,9.4,4}{100} -$$

$$-0,1455.\frac{1,9.0,7}{100} - 4,164.\frac{1,9.4,4}{100} = 12,072\text{T/m}^2$$

Dựa vào công thức (5-42) tính các giá trị φ_A, Π_o, T_o và X_A.

$$\varphi_A = \frac{\varphi_a.T_2 - X_a.\pi_2}{T_1.\Pi_2 - \Pi_1.T_2} = \frac{7,904.1,1892 - 12,072.0,1954}{0,1984.0,1954 - 1,2841.1,1392} = -4,67\text{T/m}^2$$

$$X_A = \frac{\varphi_a.T_1 - X_a.\Pi_1}{T_1.\Pi_2 - \Pi_1.T_2} = \frac{7,904.0,1984 - 12,072.1,2841}{0,1984.0,1954 - 1,2841.1,1392} = 9,78\text{T/m}^2$$

$$\Pi_o = \frac{P_o\Pi_2 h_y - n_o T_2}{T_1.\Pi_2 - \Pi_1.T_2} = \frac{0,05182.4,4.0,1954 + 0,02257.1,1392}{0,1984.0,1954 - 1,2841.1,1392} = -0,05$$

$$T_o = \frac{P_o \Pi_1 h_y - n_o T_1}{T_1 . \Pi_2 - \Pi_1 . T_2} = \frac{0,0512.1,2841.4,4 + 0,02257.0,1984}{0,1984.0,1954 - 1,2841.1,1392} = 0,21$$

Sau khi thay các số hạng phụ trợ tính được ở trên vào công thức (5-41) ta xác định được góc xoay đỉnh tường và chuyển vị ngang của đỉnh tường là:

$$\varphi_{cv}^o = \varphi_A + \Pi_o . \varphi_o = -4,67 - 0,05.\varphi_o$$
$$X_{cv} = X_A + T_o \varphi_o = 9,78 - 0,21.\varphi_o$$

Dựa vào công thức (5-45) ta tính góc xoay (điểm O đáy móng tường) tại tiết diện được cố định của tường:

$$\varphi_o = -A(2M_t^o + d_m Q_t^o) + A(2M_D + d_m Q_D).$$

Trong đó:

$$M_t^o = M_1^o + H_2^o(h_{cv} + f - C_v) + [A_1 + B_1(h_{cv} + f - C_v)]\varphi_A - B_2(h_{cv} + f - C_v)X_A - \frac{q.l}{2}\left(q_{cv} + \frac{l}{4}\right) -$$
$$- \frac{\Delta q.l}{4}\left(q_{cv} + \frac{l}{6}\right) - P\frac{\Delta d}{2} - G\frac{d_t}{2} - ef\left(h_{cv} + \frac{f}{2}\right) - \frac{\Delta ef}{2}\left(h_{cv} + \frac{f}{3}\right) - \frac{e_1 h_y^2}{3}$$
$$= 22,5 + 34,82(4,2 + 1,9 - 0,64) + [0,3 + 0,1172(4,2 + 1,9 - 0,64)](-4,67) - 0,093(4,2 +$$
$$+ 1,9 - 0,64)9,78 - \frac{8,1.7,98}{2}\left(0,51 + \frac{7,98}{4}\right) - \frac{1,3.7,98}{4}\left(0,51 + \frac{7,98}{6}\right) - 0,32.2,4(1,9 +$$
$$+ 1,24)\frac{0,32}{2} - \frac{0,7.4,4.2,4.0,7}{2} - 0,4.1,9\left(4,2 + \frac{1,9}{2}\right) - 0,1.1,9\left(4,2 + \frac{1,9}{3}\right) - \frac{1,9.4,4^2}{3}$$
$$= 98,74 Tm$$

$$Q_t^o = \frac{q.l}{2} + \frac{\Delta q.l}{4} + P + G - \frac{\mu_1 e_1 h_y}{2} = \frac{8,1.7,98}{2} + \frac{1,3.7,98}{4} + 0,32.2,4(1,9 + 1,24) +$$
$$+ 0,7.4,4.2,4 - \frac{0,3.1,9.4,4}{2} = 43,46T.$$

Tính M_D

$$M_D = h_y.\Sigma\alpha_{Di}.D_i$$

Tra phụ lục bảng PL-18a tương ứng α= 0,1, H = C = 0,2h_y ta có giá trị α_{Di}:

α_{D1} = 126,73471; α_{D2} = 101.31688; α_{D3} = -15,19753;

α_{D4} = -43,1376; α_{D5} =-6,32064; α_{D6} =-12,01242.

Mômen và lực ép ngang đã bị thay đổi của tất cả các lực ở phía trên đối với tâm đỉnh tường:

$$M = M^o + B_o\varphi^o_{cv} + B_2(h_{cv} + f - h_y - C_v)X_{cv}$$
$$= -14,34 + 0,1542\varphi^o_{cv} + 0,093(4,2 + 1,9 - 4,4 - 0,64)X_{cv}$$
$$= -14,34 + 0,1542\varphi^o_{cv} + 0,093.1,06X_{cv}$$
$$H = H^o + B_1\varphi^o_{cv} - B_2X_{cv} = 34,35 + 0,1172\varphi^o_{cv} - 0,093X_{cv}$$

Thay giá trị của φ^o_{cv} và X_{cv} ta có:

$$M = -14,34 + 0,1542\,(-4,67 - 0,05\varphi_o) + 0,093.1,06\,(9,78 - 0,21\varphi_o)$$
$$= -14,34 - 0,72 - 0,008\varphi_o + 0,964 - 0,021\varphi_o = -14,106 - 0,029\varphi_o$$
$$H = 34,35 + 0,1172\,(-4,67 - 0,05\varphi_o) - 0,093\,(9,78 - 0,21\varphi_o)$$
$$= 34,35 - 0,547 - 0,006\varphi_o - 0,909 + 0,019\varphi_o = 32,89 + 0,013\,\varphi_o$$

Và:

$$D_1 = \frac{M}{100h_y} = \frac{14,106}{100.4,4} - \frac{0,029\varphi_o}{100.4,4} = -0,032 - 0,000066\varphi_o$$
$$D_2 = \frac{H}{100} = \frac{32,89 + 0,013\varphi_o}{100} = 0,3289 + 0,00013\varphi_o$$
$$D_3 = -D_5 = \frac{e_1 d_1}{100} = \frac{1,9.0,7}{100} = 0,013T$$
$$D_4 = -D_6 = \frac{h_y.e_1}{100} = \frac{4,4.1,9}{100} = 0,084T$$

Do đó:

$$M_D = h_y\sum_1^6 \alpha_{Di}D_i = h_y(\alpha_{D_1}.D_1 + \alpha_{D_2}.D_2 + \alpha_{D_3}.D_3 + \alpha_{D_4}.D_4 + ... + \alpha_{D_6}.D_6)$$
$$= 4,4[126,736(-0,032 - 0,000066\varphi_o) + 0,1317(0,3289 + 0,00013\varphi_o) -$$
$$- 15,197.0,013 - 42,138.0,084 + 6,321.0,013 + 12,012.0,0841] =$$
$$= 120,39 + 0,84\varphi_o$$

Tính Q_D:

Tra bảng phụ lục PL-18a tương ứng với $H = C = 0,2h_y$ và $\alpha = 0,1$ để tìm α'_{Di}:

$\alpha'_{D1} = 120,18297$; $\alpha'_{D2} = 123,2444$; $\alpha'_{D3} = 19,23666$

$\alpha'_{D4} = -61,8503$; $\alpha'_{D5} = -9,27754$ và $\alpha'_{D6} = -19,31457$

Tra bảng phụ lục PL- 12 được $\mu_1 = 0,3$ (hệ số ma sát)

Vậy:

$$Q_D = \mu_1(\alpha'_{D1}.D_1 + \alpha'_{D2}.D_2 + \alpha'_{D3}.D_3 + \alpha'_{D4}.D_4 + \alpha'_{D5}.D_5 + \alpha'_{D6}.D_6) =$$
$$= 0,3\,[120,183\,(-0,032 - 0,000066\varphi_o) + 128,244\,(0,3289 + 0,00013\varphi_o) -$$
$$-19,237.0,013 - 61,85.0,084 + 9,277.0,013 + 19,315.0,084] = 10,39 + 0,009\varphi_o.$$

Tính A.

$$A = \frac{1}{\alpha'.h_y^2 + \alpha_2 d_m^2 + \mu_1\alpha_1'.d_m.h_y + 2C_o}$$

$$= \frac{1}{0,1313.4,4^2 + 0,1068.0,9^2 + 0,3.0,1597.0,9.4,4 - 2.0,14} = 0,394$$

(*) Các số hạng trong công thức trên tính như sau:

Tra bảng PL-18a ứng với H = C = 0,2h_y và $\alpha = 0,1$ ta có:

$\alpha' = 0,13135, \alpha_1 = 0,15968$ tra tiếp bảng PL-16 với H= ∞ và $\mu = 0,2$ được

α_2 =0,1068. Vậy:

$C_o = A_1 \Pi_o + B_1 (h_{cv} + f - C_v)\, \Pi_o - B_2 (h_{cv} + f - C_v)\, T_o$

$= 0,03\,(-0,05) + 0,1172\,(4,2+1,9-0,64)\,(-0,05) - 0,093(4,2+1,9-0,64)(-0,21) = -0,140$

Dựa vào kết quả tính toán hỗ trợ trên ta tìm góc xoay của móng tường:

$\varphi_o = -A(2M_t^o + d_m Q_t^o) + A(2M_D + d_m.Q_D)$

$= -0,394(2.98,74 + 0,9.43,46) + 0,394\,[2(120,39 + 0,084\varphi_o) + 0,9(10,39 + 0,009\varphi_o)$

$= -93,218 + 98,552 + 0,0694\varphi_o$

Suy ra: $\varphi_o = \dfrac{5,334}{0,9306} = 5,728$

$D_1 = -0,032 - 0,000066\varphi_o = -0,032 - 0,000066.5,728 = -0,032T$

$D_2 = 0,3289 - 0,00013\varphi_o = 0,3289 - 0,00013.5,728 = 0,328T$

$D_3 = -D_5 = 0,013T$ và $D_4 = -D_6 = 0,084T$.

Như vậy các ẩn lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi trong hệ cơ bản của vòm không khớp đặt lên gối đàn hồi tìm được theo công thức (5-37):

$M_1 = M_1^o + A_1\varphi_{cv}^o$ và $H_2 = H_2^o + B_1\varphi_{cv}^o - B_2 X_{cv}$ trước tiên xác định φ_{cv}^o và X_{cv} theo công thức (5-41):

$\varphi_{cv}^o = \varphi_A + \Pi_o\,\varphi_o = -4,67 - 0,05.5,728 = -4,956$

$X_{cv} = X_A + T_o\varphi_o = 9,78 - 0,21.5,728 = 8,577$

Vậy:

$M_1 = 22,5 - 0,039.4,956 = 22,31Tm$

$H_2 = 34,82 - 0,1172.4,956 - 0,093.8,577 = 33,44T$

Vậy mômen của đỉnh vòm trên:

$M_o = M_1 - H_2 C_v = 22,31 - 33,44.0,64 = 1,12Tm.$

Lực pháp tuyến tại đỉnh vòm:

$N_o = H_2 = 33{,}44T.$

Bây giờ ta kiểm tra xem đường cong áp lực có đi qua tâm của tiết diện hay không.

$$e_o = \frac{M_o}{N_o} = \frac{1{,}12}{33{,}44} = 0{,}034 < 0{,}167d_o = 0{,}167.0{,}4 = 0{,}0668m \Rightarrow$$ thỏa mãn yêu cầu.

Nghĩa là ứng suất nén xảy ra ở toàn bộ tiết diện. Như vậy, các chỉ số của vỏ hầm đã chọn thỏa mãn điều kiện cường độ. Tất nhiên cần phải kiểm tra ứng suất nén nhưng trong tính toán vỏ hầm hầu như không còn vấn đề gì phức tạp nữa.

6- Xác định lực kháng đàn hồi.

Lực kháng đàn hồi phát sinh ở mặt sau tường được tính theo công thức (5-38):

$$X_1 = \chi_{1\varphi o}h_y\varphi_o + \chi_{1D1}D_1 + \chi_{1D2}D_2 + (\chi_{1D3} - \chi_{1D5})D_3 + (\chi_{1D4} - \chi_{1D6})D_4$$

$$X_2 = \chi_{2\varphi o}h_y\varphi_o + \chi_{2D1}D_1 + \chi_{2D2}D_2 + (\chi_{2D3} - \chi_{2D5})D_3 + (\chi_{2D4} - \chi_{2D6})D_4$$

$$X_3 = \chi_{3\varphi o}h_y\varphi_o + \chi_{3D1}D_1 + \chi_{3D2}D_2 + (\chi_{3D3} - \chi_{3D5})D_3 + (\chi_{3D4} - \chi_{3D6})D_4$$

$$X_4 = \chi_{4\varphi o}h_y\varphi_o + \chi_{4D1}D_1 + \chi_{4D2}D_2 + (\chi_{4D3} - \chi_{4D5})D_3 + (\chi_{4D4} - \chi_{4D6})D_4$$

$$X_5 = \chi_{5\varphi o}h_y\varphi_o + \chi_{5D1}D_1 + \chi_{5D2}D_2 + (\chi_{5D3} - \chi_{5D5})D_5 + (\chi_{5D4} - \chi_{5D6})D_4$$

Thay vào công thức trên các giá trị tra được ở phụ lục bảng PL-17a ứng với H=C và $\alpha = 0{,}10$ ta được:

$$X_1 = 0{,}030964.4{,}4.5{,}728 - 2{,}43889(-0{,}032) + 0{,}65061.0{,}328 + \\ + (-0{,}09759 + 0{,}1553)0{,}013 + (-1{,}23534 + 0{,}60534)0{,}084 = -1{,}099T.$$

$$X_2 = -0{,}052124.4{,}4.5{,}728 - 18{,}08195(-0{,}032) + 2{,}71245.0{,}328 + \\ + (-0{,}40686 + 0{,}9829)0{,}013 + (-6{,}55267 + 3{,}07432)0{,}084 = -0{,}746T.$$

$$X_3 = -0{,}0442.4{,}4.5{,}728 - 21{,}8058(-0{,}032) + 12{,}63689.0{,}328 + \\ + (-1{,}89553 + 1{,}89764)0{,}013 + (-12{,}65094 + 4{,}90866)0{,}084 = 2{,}557T.$$

$$X_4 = 0{,}026527.4{,}4.5{,}728 - 14{,}76288(-0{,}032) + 34{,}50203.0{,}328 + \\ + (-5{,}17531 + 2{,}66057)0{,}013 + (-17{,}73712 + 5{,}39181)0{,}084 = 9{,}756T.$$

$$X_5 = 0{,}005861.4{,}4.5{,}728 + 147{,}74673(-0{,}032) + 77{,}74246.0{,}328 + \\ + (-11{,}66137 + 3{,}55113)0{,}013 + (-23{,}67423 + 5{,}33444)0{,}084 = 19{,}343T.$$

Vậy $\Sigma X_i = 29{,}811T.$

Phản lực đàn hồi của đất dưới móng tường:

$$Q_t = Q_t^o - Q_o + \mu_1\alpha_1^{*}h_y\varphi_o = 43{,}46 - 10{,}34 + 1{,}25 = 34{,}37T.$$

(*) Ở đây:

$Q_t^o = 43,46T,\ Q_o = 10,39 - 0,009.5,728 = 10,34T$

$\mu_1\alpha_1' h_y\varphi_o = 0,3.0,15968.4,4.5,728 = 1,25T$

Tra phụ lục bảng PL- 20 với H = ∞ và μ_o = 0,2 và các giá trị tìm được thay vào công thức (5-39) để tính phản lực đàn hồi Y_i như sau:

$$Y_1 = \lambda_1 d_m\varphi_o + \delta_1 Q_t = -0,0601.0,9.5,728 + 0,2894.34,37 = 9,637T$$

$$Y_2 = \lambda_2 d_m\varphi_o + \delta_2 Q_t = -0,0133.0,9.5,728 + 0,143.34,37 = 4,229T$$

$$Y_3 = \lambda_3 d_m\varphi_o + \delta_3 Q_t = 0.0,9.5,728 + 0,1352.34,37 = 4,647T$$

$$Y_4 = \lambda_4 d_m\varphi_o + \delta_4 Q_t = 0,0133.0,9.5,728 + 0,143.34,37 = 4,984T$$

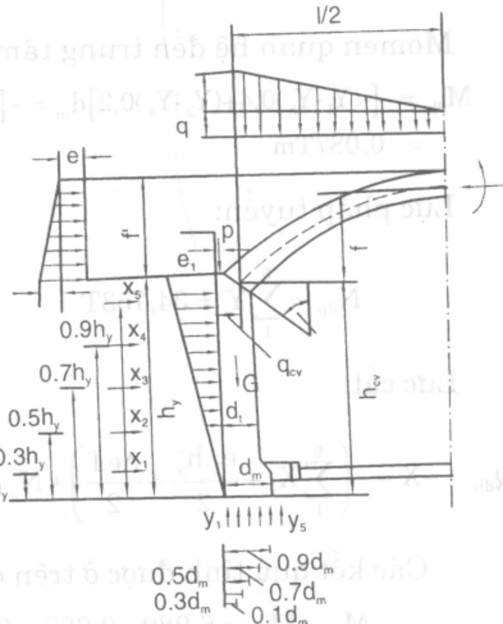
$$Y_5 = \lambda_5 d_m\varphi_o + \delta_5 Q_t = 0,0601.0,9.5,728 + 0,2894.34,37 = 10,256T$$

$$\sum Y_i = 33,753T.$$

7. Kiểm tra đỉnh chính xác trong tính toán (hình 5-16)

Mômen của tất cả các lực bên ngoài tác dụng vào trung tâm đáy móng tường bằng mômen có liên quan đến trung tâm đáy móng tường đó do lực tác dụng từ nền đàn hồi. Nó chính là điều kiện để kiểm tra độ sai số của quá trình tính toán (công thức 5-36).

Mômen của tất cả các lực bên ngoài có liên quan đến trung tâm đáy móng tường:



Hình 5-16. *Sơ đồ xác định nội lực trong các tiết diện của vỏ hầm*

$$M_{bn} = M_o + N_o(h_{cv} + f) - \frac{q.l}{2}\left(a - \frac{l}{4} - \frac{d_m}{2}\right) -$$

$$-\frac{\Delta q.l}{4}\left(a - \frac{d_m}{2} - \frac{l}{3}\right) - e.f\left(h_{cv} - \frac{f}{2}\right) -$$

$$-\frac{\Delta e.f}{2}\left(h_{cv} + \frac{f}{3}\right) - \frac{e_1 h_y^2}{3} - h_y(0,9X_5 +$$

$$+ 0,7X_4 + 0,5X_3 + 0,3X_2 + 0,1X_1) -$$

$$-\frac{\mu_1 d_m}{2}\left(\frac{e_1 h_y}{2} + \sum_1^5 x_i\right) + \frac{P}{2}(d_m + \Delta d) + \frac{G}{2}(d_m - d_t) = 1,12 + 34,44(4,2 + 1,9) -$$

$$-\frac{8,1.7,98}{2}\left(4,5 - \frac{7,98}{4} - \frac{0,9}{2}\right) - \frac{1,3.7,98}{2}\left(4,5 - \frac{0,9}{2} - \frac{7,98}{3}\right) - 0,4.1,9\times\left(4,2 + \frac{1,9}{2}\right) -$$

$$-\frac{0,1.1,9}{2}\left(4,2 + \frac{1,9}{3}\right) - \frac{1,9.4,4^2}{3} - 4,4(0,9.19,343 + 0,7.9,756 + 0,5.2,557 -$$

$$-0,3.0,746-0,1.1,099)-\frac{0,3.0,9}{2}\left(\frac{1,9.4,4}{2}+29,811\right)+\frac{2,41}{2}(0,9-0,32)+$$

$$+\frac{0,7.4,4.2,4}{2}(0,9-0,7)=6,989\text{Tm}$$

Xác định lực pháp tuyến:

$$N_{bn}=\frac{q.l}{2}+\frac{\Delta q.l}{4}+G+P-\mu_1\left(\frac{e_1.h_y}{2}+\sum_1^5 x_i\right)$$

$$=\frac{8,1.7,98}{2}+\frac{1,3.7,98}{4}+7,4+2,41-0,3\left(\frac{1,9.4,4}{2}+29,811\right)=34,525\text{T}$$

Lực cắt tại đáy móng do các lực ngoài.

$$Q_{bn}=\frac{e_1.h_y}{2}+e.f+\frac{\Delta e.f}{2}+\sum_1^5 x_i-N_o=\frac{1,9.4,4}{2}+0,4.1,9+\frac{0,1.1,9}{2}+29.811-33,44=1,411\text{T}$$

Mômen quan hệ đến trung tâm đáy móng của phản lực nền:

$$M_{dh}=-[-(Y_1-Y_5)0,4+(Y_2-Y_4)0,2]d_m=-[-(9,637-10,256)0,4+(4,229-4,984)0,2]0,9$$
$$=-0,087\text{Tm}$$

Lực pháp tuyến:

$$N_{dn}=\sum_1^5 Y_i=34,753\text{T}$$

Lực cắt:

$$Q_{dh}=-X=-\left(\sum_1^5 X_i+\frac{e_1.h_y}{2}+\frac{\Delta e.f}{2}\right)+N_o=-\left(29,811+\frac{1,9.4,4}{2}+\frac{0,1.1,9}{2}\right)+33,44=-0,646\text{T}$$

Các kết quả tính được ở trên đem thay vào công thức (5-36):

$M_{bn}+M_{dh}=6,989-0,087\approx 6,902$ Tm

$N_{bn}+N_{dh}=34,525-33,753\approx 0,77$ T

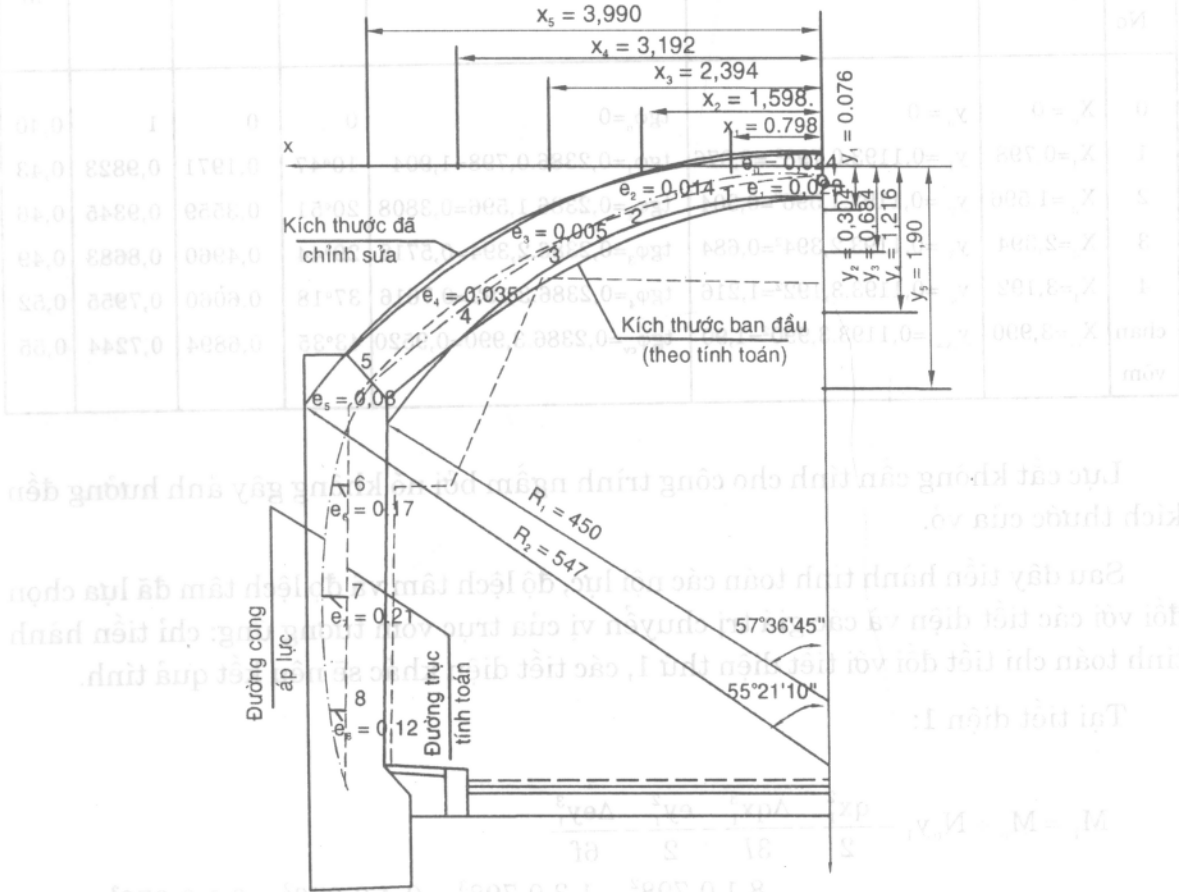
$Q_{bn}+Q_{dh}=1,411-0,646=0,765$ T

Kết quả tính toán khá chính xác, sai số đều trong phạm vi cho phép.

8. Xác định nội lực tại tiết diện bất kì và kiểm tra tiết diện

Cuối cùng tìm nội lực của các tiết diện và quyết định kích thước của vỏ hầm sao cho thuận lợi hơn. Theo tính t oán trên, vòm là đường parabon có dạng $y=\frac{4f}{l^2}x^2$. Thay các giá trị l và f đã tính ở trên vào ta có: $y=0,1193x^2$. Bây giờ chia

chiều rộng (khoảng cách hai đầu mút tâm vòm) l thành 10 đoạn bằng nhau và mỗi đoạn $x_l = 0{,}798$m. Thay vào biểu thức trên ta tìm được chiều cao y_1 tương ứng của vòm.



Hình 5-17. Sơ đồ chọn lựa (điều chỉnh vỏ hầm)

Tất cả các giá trị tìm được ghi ở bảng 5-19. Các nội lực ở cung vòm trên xác định theo công thức (5-34):

- Mômen tại các tiết diện

$$M_x = M_o - N_o y_o - \frac{qx_i^2}{2} - \frac{\Delta q x_i^2}{3l} - \frac{ey_i^2}{2} - \frac{\Delta e y_i^3}{6f}$$

- Lực pháp tuyến

$$N_x = \left(N_o - ey_1 - \frac{\Delta ey_1}{2}\right)\cos\varphi + \left(qx_i + \frac{\Delta qx_i}{2}\right)\sin\varphi_i$$

Lực cắt $$Q_x = \left(qX_i + \frac{\Delta qX_i}{2}\right)\cos\varphi_i - \left(N_o - ey_i - \frac{\Delta ey_i}{2}\right)\sin\varphi_i$$

Bảng 5-19. Các chỉ số đặc biệt của mỗi tiết diện vòm vỏ hầm

Tiết diện No	X_i (m)	$y_i = \frac{\Delta f}{l^2} x_i^2 = 0,1193x_i^2$ (m)	$tg\varphi_i = \frac{8f}{l^2} x_i = 0,2386x_i$	φ_i	$\sin\varphi_i$	$\cos\varphi_i$	d_i (m)
0	$X_o = 0$	$y_o = 0$	$tg\varphi_o=0$	0	0	1	0,40
1	X_1=0,798	y_1 =0,1193.0,798² =0,076	$tg\varphi_1$=0,2386.0,798=1,904	10°47	0,1971	0,9823	0,43
2	X_2 =1,596	y_2 =0,1193.1,596²=0,304	$tg\varphi_2$=0,2386.1,596=0,3808	20°51	0,3559	0,9345	0,46
3	X_3=2,394	y_3 =0,1193.2,394²=0,684	$tg\varphi_3$=0,2386.2,394=0,5712	29°44	0,4960	0,8683	0,49
4	X_4=3.192	y_4 =0,1193.3,192²=1,216	$tg\varphi_4$=0,2386.3,192=0,7616	37°18	0,6060	0,7955	0,52
chân vòm	X_{cv}=3,990	y_{cv} =0,1193.3,990²=1,90	$tg\varphi_{cv}$=0,2386.3,990=0,9520	43°35	0,6894	0,7244	0,55

Lực cắt không cần tính cho công trình ngầm bởi nó không gây ảnh hưởng đến kích thước của vỏ.

Sau đây tiến hành tính toán các nội lực, độ lệch tâm và đọ lệch tâm đã lựa chọn đối với các tiết diện và các giá trị chuyển vị của trục vòm tương ứng: chỉ tiến hành tính toán chi tiết đối với tiết diện thứ 1, các tiết diện khác sẽ nêu kết quả tính.

Tại tiết diện 1:

$$M_1 = M_o + N_o y_1 - \frac{qx_1^2}{2} - \frac{\Delta q x_1^3}{3l} - \frac{ey_1^2}{2} - \frac{\Delta e y_1^3}{6f}$$

$$= 0,81 + 33,72.0,076 - \frac{8,1.0,798^2}{2} - \frac{1,3.0,798^3}{3.7,98} - \frac{0,4.0,076^2}{2} - \frac{0,1.0,076^3}{6.1,9}$$

$$= 0,76Tm$$

$$N_1 = \left(N_o - ey_1 - \frac{\Delta e.y_1}{2}\right)\cos\varphi_1 + \left(qx_1 + \frac{\Delta q.x_1}{2}\right)\sin\varphi_1$$

$$\left(33,72 - 0,4.0,076 - \frac{0,1.0,076}{2}\right)0,9823 + \left(8,1.0,798 + \frac{1,3.0,798}{2}\right).0,1871 = 33,22T$$

Độ lệch tâm: $e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{0,76}{33,22} = 0,023$

Độ lệch tâm cho phép: $[e] = 0,167.d_1 = 0,167.0,43 = 0,072m$

Độ di động của trục vòm tại tất cả các tiết diện đều bằng 0.

Bảng 5-20. Kết quả tính toán các tiết diện của vòm (theo giá trị của X_i, Y_i)

Tiết diện No	M_i(Tm)	N_i(T)	$e_i = \frac{M_i}{N_i}$(m)	$[e]$=0,167.d_i (m)
0	0,81	33,72	0,024	e_o = 0,167.0,4=0,067
2	0,52	36,35	0,014	e_2 = 0,167.0,46=0,077
3	-0,18	39,40	0,005	e_3 = 0,167.0,49=0,082
4	-1,53	43,31	-0,035	e_4 = 0,167.0,52=0,087
5(cv)	-3,83	47,88	-0,088	e_5 = 0,167.0,55=0,092

Các giá trị nội lực của các tiết diện tường và sự thay đổi của đường trục chỉ tiến hành tính đối với tiết diện thứ 6 để làm mẫu. Các tiết diện 7 và 8 ghi kết quả trong bảng (5-21).

Trước tiên xác định các tham số của tiết diện số 6:

$$y_{cv} = 1,0m; y = 1,2m; e_y = \frac{e_1(h_y - y)}{h_y} = \frac{1,9(4,4-1,2)}{4,4} = 1,38;$$

Chuyển vị trục sẽ chọn: $e_{dc} = e_1 - [e] = 0,17 - 0,12 = 0,05(m)$

Vậy:

$$M_6 = M_{cv} + N_{cv}y_{cv} - Q_{cv}.q' + P.p' - \frac{e_1 + e_y}{3}y^2 - \frac{e_y.y^2}{2} - \sum x_6 y_6 - \frac{\mu_1 d_t}{2}\left(\frac{e_1 + e_y}{2}y + \sum x_i\right)$$

$$= 3,83 + 32,87.1,0 - 34,91.0,16 + 2,41.0,19 - \frac{1,9-1,38}{3}.1,2^2$$

$$- \frac{1,38.1,2^2}{2} - 19,3.0,76 - \frac{0,7.0,3}{2}.\left(\frac{1,9+1,38}{2}.1,2 + 19,3\right) = 5,73Tm.$$

$$N_6 = Q_{cv} + P + G_y - \mu_1\left(\frac{e_1 + ey}{2}y + \sum x_6\right)$$

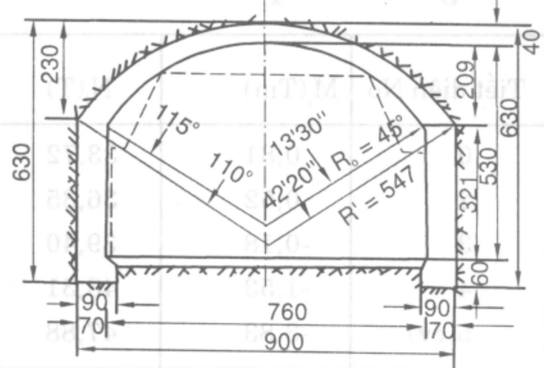
$$= 34,91 + 2,41 + 1,2.0,7.2,4 - 0,3\left(\frac{1,9+1,38}{2}.1,2 + 19,3\right) = 32,96T$$

Các kết quả tính toán đối với tiết diện số 7 và 8 ghi ở bảng 5-21

Bảng 5-21. Nội lực trong tiết diện tường và chuyển vị đường trục

Tiết Nº diện	Y_{cv} (m)	Y (m)	e_y (T/m²)	M_i	N_i (T)	e_i (m)	$[e_i]$ (m)	Chuyển vị e_{dc}
7	2,0	2,20	0,95	6,5	31,32	0,21	0,12	0,09
8	3,0	3,2	0,52	3,7	31,56	-0,12	0,12	0,00

Các giá trị tìm được ở trên được thể hiện trên hình (5-17). Trên hình (5-17) cho thấy kiểu dáng sau chót của vòm được chọn là dạng vòm tròn. Việc lựa chọn tường bên không cần phải tính toán bởi vì $e_i > [e_i]$. Tuy nhiên ứng suất trong kết quả tính toán dựa vào cấu kiện chịu nén lệch tâm lại ở trong giới hạn cho phép. Do đó tiết diện vỏ được lựa chọn thể hiện trên hình (5-17a).



Hình 5-17a. *Tiết diện vỏ theo tính toán.*

3.3. Tính toán vỏ thuộc trường hợp đặc biệt.

1. Những nét cơ bản tính toán vỏ thuộc trường hợp đặc biệt

Vỏ thuộc trường hợp đặc biệt thỏa mãn điều kiện nêu ở công thức (5-23). So với trường hợp tổng quát nó có thể được tính toán một cách đơn giản. Công trình ngầm thuộc loại này có những tính chất đặc biệt về trạng thái làm việc, cụ thể là:

Phản lực nằm ngang E_t của lực thể tích của trọng lượng bản thân địa tầng tác dụng vào tường hoàn toàn hoặc hầu như cân bằng với lực ép H_{cv} từ vòm truyền xuống tường. Khi E_t hoàn toàn cân bằng với H_{CV} thì rút cục tường bị xoay về phía địa tầng ($\varphi_o > 0$). Nếu E_t gần cân bằng với H_{cv} thì mặt bên của tường lại hầu như không bị xoay ($\varphi_o \approx 0$).

Do vậy, tường của vỏ thuộc trường hợp đặc biệt có thể không bị xoay hoặc bị xoay về phía địa tầng nhưng với mức độ nhỏ. Như thế, xét tổng thể cấu tạo một cách gần đúng, có thể xem điểm chân vòm không xảy ra chuyển vị. Nghĩa là:

$$\left.\begin{aligned} \varphi_o &= 0 \\ \varphi^o_{cv} &= 0 \\ X_{cv} &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}46)$$

Các bước tính toán vỏ theo nội dung sau:

1) Tính toán theo vòm khớp cứng kê lên tường (theo mục 2).

2) Không cần tính độ dày của địa tầng đàn hồi, xem lực kháng đàn hồi ở phía lưng tường $X_i = 0$, các lực kháng đàn hồi trong nền được coi là áp lực phân bố đều $Y_i = \sigma_x$.

3) Tường được xem là cố định:

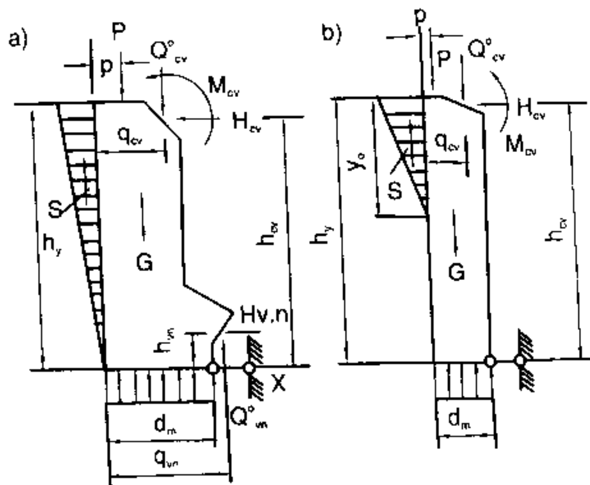
Vòm và tường trong tính toán công trình ngầm thuộc trường hợp này được xem là các cấu kiện riêng biệt: Vòm là cung không khớp kê lên tường cố định, tường là hệ tĩnh định.

Tường được chia làm 2 loại: tường cứng và tường đàn hồi và được tính toán khác nhau.

Bây giờ ta khảo sát phương pháp tính toán đối với các tường này.

Cách tính toán tường cứng có sơ đồ như trên hình (5-18a).

Các ẩn lực σ, σ_x và x tác dụng lên tường cứng xác định dựa vào phương trình cân bằng tĩnh được kết quả như sau:



Hình 5-18. Sơ đồ tính toán tường trường hợp đặc biệt

$$\left.\begin{aligned}
\sigma &= \frac{6(2M_t^o + d_m.Q_t^o)}{4h_y^2 + 3\mu_1 d_m h_y} \\
\sigma_x &= \frac{Q_t^o}{d_m} - \frac{\mu_1 h_y \sigma}{2d_m} \\
x &= \frac{\sigma.h_y}{2} - H_t^o
\end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}47)$$

Trong đó:

$$M_t^o = M_{cv} - M_t + H_{cv}h_{cv} + H_t h_t - Q_{cv}^o q_{cv} - P.p - G.g$$

$$Q_t^o = Q_{cv}^o + P + G - Q_t$$

$$H_t^o = H_{cv} + H_t$$

μ_1- Hệ số ma sát (trượt) giữa địa tầng ở lưng tường và tường

Các nội lực phát sinh ở tiết diện bất kỳ của tường tính như sau:

$$\left.\begin{aligned}
M_y &= M_{cv} + H_{cv}y_{cv} - Q_{cv}^o\left(q_{cv} - \frac{d_t}{2}\right) + P\left(\frac{d_t}{2} - p\right) - \frac{\sigma y^2}{3} - \frac{\sigma_y y^2}{6} - \frac{d_t.\mu}{2}.\frac{y}{2}(\sigma + \sigma_y) \\
N_y &= Q_{cv}^o + P + G_y - \frac{\mu_1 y}{2}(\sigma + \sigma_y) \\
Q_y &= \frac{y}{2}(\sigma + \sigma_y) - H_{cv}
\end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}48)$$

Kiểm tra độ chính xác trong tính toán thì dùng biểu thức cân bằng sau đây:

$$\left.\begin{aligned}
M_m &= 0 \\
N_m &= \sigma_x.d_m \\
Q_m &= X
\end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}49)$$

Trong đó :

M_m, N_m, Q_m - mômen uốn, lực pháp tuyến và lực cắt sinh ra do các lực thuộc bộ phận trên tại trung tâm chân tường.

Khi tính tường đàn hồi tiến hành như sau đây (hình 5-18b).

Trên hình vẽ cho thấy, lực kháng đàn hồi phát sinh ở mặt lưng tường, ở trường hợp tường cứng được phân bố theo hình tam giác dọc theo toàn bộ chiều cao tường, nhưng đối với tường đàn hồi lực chỉ phân bố theo tình tam giác ở đoạn y_o.

Ở trường hợp này, các ẩn lực σ, σ_x tác dụng lên tường đàn hồi được xác định theo phương trình cân bằng và cho kết quả như sau:

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= \frac{2H_{cv}}{Y_o} \\ \sigma_x &= \frac{Q_t}{d_m} \\ Y_o &= \frac{3M'}{H_{cv}} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}50)$$

Trong đó:

$$Q_t = Q^o_{cv} + P + G - \mu_1 H_{cv}$$

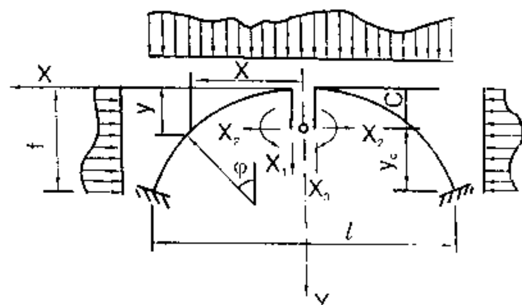
$$M' = -M_{cv} + H_{cv}(h_y - h_{cv}) + Q^o_{cv}.q_{cv} + P.p + G.g - \frac{h_x.Q_t}{2}$$

Như trên ta tính các nội lực phát sinh ở tiết diện bất kỳ theo công thức (5-48)

2. Những nét cơ bản trong tính toán vòm không khớp kê lên gối cứng

Sau đây sẽ đề cập đến việc tính toán nội lực của vòm kê lên gối cứng hình cung tròn hoặc hình parabon. Khi tính toán vòm kê lên gối cứng là cung không khớp, hệ đối xứng có 3 bậc siêu tĩnh. Khi tác dụng lên vòm tải trọng đối xứng có thể tính toán trên một nửa vòm bằng cách thay phần cắt đi bằng các ẩn lực x_1, x_2, x_3 và giải bằng phương pháp lực (hình 5-19). Phương trình chính tắc như sau:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{11}.x_1 + \delta_{12}.x_2 + \delta_{13}.x_3 + \Delta_{1P} &= 0 \\ \delta_{21}.x_1 + \delta_{22}.x_2 + \delta_{23}.x_3 + \Delta_{2P} &= 0 \\ \delta_{31}.x_1 + \delta_{32}.x_2 + \delta_{33}.x_3 + \Delta_{3P} &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}51).$$



Hình 5-19. *Hệ cơ bản vòm kê lên gối cứng.*

Bằng cách điều chỉnh thích đáng điểm tác dụng của các ẩn lực cơ bản để có thể đưa các hệ số phụ bằng không ($\delta_i = 0$). Nếu các ẩn lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi của hệ đối xứng thì công thức (5-51) được viết đơn giản là:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{11}.x_1 + \Delta_{1P} &= 0 \\ \delta_{22}.x_2 + \Delta_{2P} &= 0 \\ \delta_{33}.x_3 + \Delta_{3P} &= 0 \end{aligned}\right\} \tag{5-51b}$$

Thành thử ta có:

$$\left.\begin{aligned} x_1 &= M_1^o = -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} \\ x_2 &= H_2^o = -\frac{\Delta_{2P}}{\delta_{22}} \\ x_3 &= Q_3^o = -\frac{\Delta_{3P}}{\delta_{33}} \end{aligned}\right\} \tag{5-52}$$

Trong đó:

δ_{11} - chuyển vị theo phương x_i với $x_i = 1$(chuyển vị đơn vị);

Δ_{ip} - chuyển vị theo phương x_i do tải trọng (chuyển vị tải trọng).

Do khi tính toán xem cung có độ dài b = 1m (theo chiều dài cung) cho nên có thể thay $\frac{1-\mu^2}{E}$ ở trong công thức tính chuyển vị bằng $\frac{1}{E}$, và xét đến ảnh hưởng của các nội lực tạo ra độ lớn của chuyển vị. Bởi vậy, ta chỉ quan tâm đến ảnh hưởng của lực dọc trục trong tính toán chuyển vị đơn vị, nhưng trong tính toán chuyển vị tải trọng thì bỏ qua ảnh hưởng của lực dọc trục. Với điều kiện như vậy công thức tổng quát của các chuyển vị là:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{1}{E}\int_0^s \frac{M_1^2}{J} ds \\ \delta_{22} &= \frac{1}{E}\int_0^s \frac{M_2^2}{J} ds + \frac{1}{E}\int_0^s \frac{N_1^2}{F} ds \\ \delta_{33} &= \frac{1}{E}\int_0^s \frac{M_3^2}{J} ds \end{aligned}\right\} \tag{5-53}$$

$$\left.\begin{aligned} \Delta_{1P} &= \frac{1}{E}\int_0^s \frac{M_P.M_1}{J} ds \\ \Delta_{2P} &= \frac{1}{E}\int_0^s \frac{M_P.M_2}{J} ds \\ \Delta_{3P} &= \frac{1}{E}\int_0^s \frac{M_P.M_3}{J} ds \end{aligned}\right\} \tag{5-54}$$

Sau khi tính được ẩn lực cơ bản nhờ công thức tổng quát, có thể tìm được các nội lực phát sinh tại tiết diện bất kỳ:

$$\left.\begin{aligned} M_x &= M_1^o - H_2^o(c-y) \pm Q_3^o x + M_p^o \\ N_x &= H_2^o \cos\varphi \pm Q_3^o.\sin\varphi + N_p^o \\ Q_x &= Q_3^o \cos\varphi \pm H_2^o.\sin\varphi + Q_p^o \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}55).$$

Trong đó:

M_1^o, H_2^o, Q_3^o - các ẩn số lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi của hệ cơ bản.

M_p^o, H_p^o, Q_p^o - mômen, lực dọc trục, lực cắt do ngoại lực đối với tiết diện đang xét của hệ cơ bản.

x,y - hoành độ, tung độ của tiết diện đang xét (hình 5-19)

φ - một nửa góc ở tâm của tiết diện đang xét.

Trong công thức ta lấy dấu (+) ứng với bên trái của cung, lấy dấu (-) ứng với cung bên phải. Như trên cho thấy, có thể dễ dàng tính nội lực khi chỉ tìm các ẩn số lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi của hệ cơ bản.

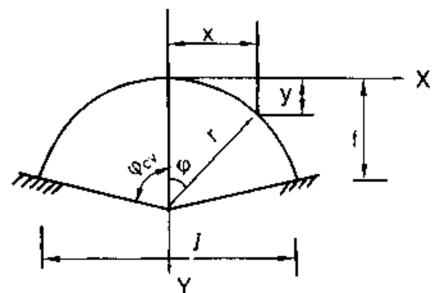
Như vậy ta sẽ xem xét một cách tổng quát các biểu thức kết quả để tính cung vòm thường được sử dụng là cung hình tròn và đôi khi là cung có đường trục dạng parabol của công trình ngầm.

a. Tính toán vòm cung tròn không khớp.

1. Đặc điểm hình học của vòm cung tròn.

Vòm cung tròn có kích thước hình học như sau, (hình 5-20).

$$\left.\begin{aligned} & x = r\sin\varphi\ ;\ y = r(1-\cos\varphi) \\ & ds = rd\varphi;\ dx = r\cos\varphi d\varphi;\ dy = r\sin\varphi d\varphi \\ & f = r(1-\cos\varphi_{cv});\ l = 2r\sin\varphi_{cv};\ r = \frac{l^2+4f^2}{8f} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}56)$$



Hình 5-20. *Đặc trưng hình học vòm cung tròn.*

2. Tính toán vòm cung tròn không khớp có tiết diện không đổi.

Hệ cơ bản được xem là thanh dầm có một đầu tự do (hình 5-21).

Trung tâm đàn hồi được tìm theo công thức:

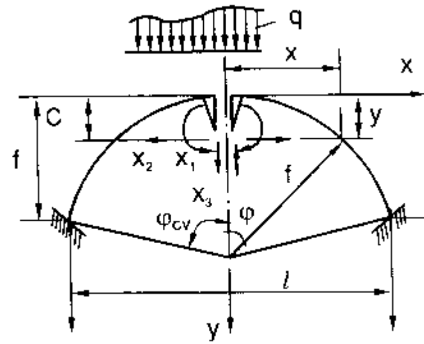
$$C = \frac{f}{3}(\beta_o' + \beta_o'') \qquad (5\text{-}57)$$

Trong đó:

$$\beta_o' = \frac{3}{1-\cos\varphi_{cv}}\left(1-\frac{\sin\varphi_{cv}}{\varphi_{cv}}\right)$$

$$\beta_o'' = \frac{3}{1-\cos\varphi_{cv}}\cdot\frac{1}{12}\left(\frac{d_o}{r}\right)^2\sin\varphi_{cv}$$

$$= \left(\frac{d_o}{r}\right)\left(\frac{2\sin\varphi_{cv}}{4(1-\cos\varphi_{cv})}\right)$$



Hình 5-21. *Hệ cơ bản của vòm cung tròn không khớp.*

Dựa vào công thức (5-52) để tính các ẩn số lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi. Trước tiên, tính các chuyển vị ở trong công thức (các chuyển vị được tính đối với toàn bộ vòm và thay $\frac{1-\mu^2}{E}$ bằng $\frac{1}{E}$). Các chuyển vị đơn vị được tìm theo công thức (5-53) và cuối cùng chúng có dạng sau đây:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{2r\varphi_{cv}}{E.J_o} \\ \delta_{22} &= \frac{2r\varphi_{cv}K_o}{E.J_o} \\ \delta_{33} &= \frac{r^3\varphi_{cv}K_4}{E.J_o}\left[1+\frac{1}{12}\left(\frac{d_o}{r}\right)^2\right] \end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}58)$$

Trong đó:

$$K_o = K_1\left[1+\frac{1}{12}\left(\frac{d_o}{r}\right)^2\right] - K_2\left(\frac{c}{r}\right) - K_3$$

$$K_1 = \frac{1}{2}\left(1+\frac{\sin\varphi_{cv}.\cos\varphi_{cv}}{\varphi_{cv}}\right)$$

$$K_2 = 1-\frac{\sin\varphi_{cv}}{\varphi_{cv}}$$

$$K_3 = \frac{2\sin\varphi_{cv}}{\varphi_{cv}} - 1$$

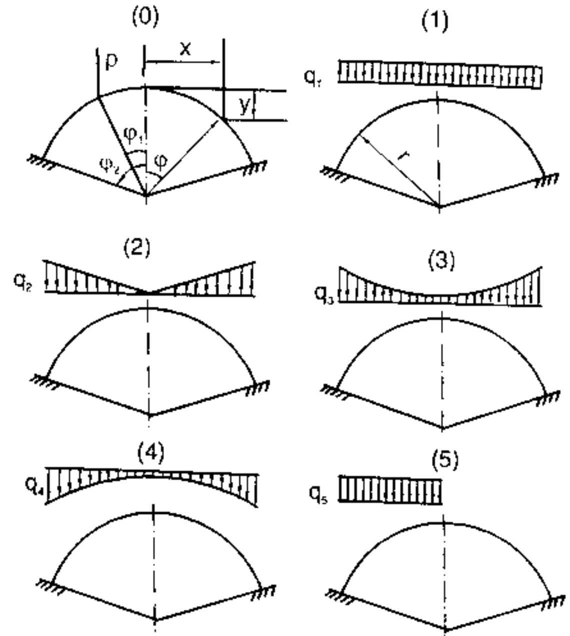
$$K_4 = 1-\frac{\sin\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv}}{\varphi_{cv}}$$

Khi có tải trọng nào đó như ở hình (5-22 và 5-23) chất lên, các chuyển vị tải trọng có thể xác định được cuối cùng như sau:

- Ta có tải trọng tập trung P tác dụng (hình 5-22.0):

$$M_p = P.r\,(\sin\varphi - \sin\varphi_1)$$

$$\left.\begin{aligned} \Delta_{1P} &= \frac{a_o.Pr^3}{EJ_o} \\ \Delta_{2P} &= \frac{b_o.Pr^3}{EJ_o} \\ \Delta_{3P} &= \frac{c_o.Pr^3}{EJ_o} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}59)$$



Hình 5-22. Các dạng tải trọng thẳng đứng.

Trong đó:

$$a_o = -[(\cos\varphi_1 - \cos\varphi_{cv}) - \sin\varphi_1(\varphi_{cv} - \varphi_1)]$$

$$b_o = 0{,}5(\sin^2\varphi_{cv} + \sin^2\varphi_1) + \frac{\sin\varphi_{cv}}{\varphi_{cv}}(\cos\varphi_{cv} - \cos\varphi_1) - \sin\varphi_1\sin\varphi_{cv}.\frac{\varphi_1}{\varphi_{cv}}$$

$$c_o = 0{,}5(\varphi_{cv} - \sin\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv}) - 0{,}5(\varphi_1 - \sin\varphi_1\cos\varphi_1) + \sin\varphi_1\cos\varphi_{cv}$$

- Khi tải trọng phân bố đều tác dụng (hình 5-22.1):

$$P_x = q_1 r\sin\varphi \text{ và } M_p = -\frac{q_1 r^2\sin^2\varphi}{2}$$

$$\left.\begin{aligned} \Delta_{1P} &= \frac{a_1 q_1.r^3}{EJ_o} \\ \Delta_{2P} &= \frac{b_1 q_1.r^3}{EJ_o} \\ \Delta_{3P} &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}60)$$

Trong đó:

$$a_1 = -\frac{1}{2}(\varphi_{cv} - \sin\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv})$$

$$b_1 = a_1(r - c) + \frac{1}{3}r\sin^3\varphi_{cv}$$

- Khi tải trọng đối xứng hình tam giác tác dụng (hình 5-22.2):

$$q_x = \frac{\sin\varphi}{\sin\varphi_{cv}}.q_2;\ P_x = \frac{rq_2\sin^2\varphi}{2\sin\varphi_{cv}} \text{ và } M_x = -\frac{q_2 r^2}{6}.\frac{\sin^3\varphi}{\sin\varphi_{cv}}$$

$$\left.\begin{aligned}\Delta_{1P} &= \frac{a_2 q_2 . r^3}{EJ_o}\\ \Delta_{2P} &= \frac{b_2 q_2 . r^3}{EJ_o}\\ \Delta_{3P} &= 0\end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}61)$$

Trong đó:

$$a_2 = -\frac{1}{3\sin\varphi_{cv}}\left(\frac{1}{3}\cos^3\varphi_{cv} - \cos\varphi_{cv} + \frac{2}{3}\right)$$

$$b_2 = (r - c)a_2 + \frac{r}{12}\sin^3\varphi_{cv}$$

- Khi tải trọng dạng parabon đối xứng tác dụng (hình 5.-22.3)

$$P_x = \frac{r.q_3}{3}\frac{\sin^3\varphi}{\sin^2\varphi_{cv}} \text{ và } M_p = \frac{r^2 q_3}{12}.\frac{\sin^4\varphi}{\sin^2\varphi_{cv}}$$

$$\left.\begin{aligned}\Delta_{1P} &= \frac{a_3 q_3 . r^3}{EJ_o}\\ \Delta_{2P} &= \frac{b_3 q_3 . r^3}{EJ_o}\\ \Delta_{3P} &= 0\end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}62)$$

Trong đó:

$$a_3 = \frac{\sin\varphi_{cv}\cos_{cv}}{24} - \frac{1}{16}\left(\frac{\varphi_{cv}}{\sin^2\varphi_{cv}} - \frac{\cos\varphi_{cv}}{\sin\varphi_{cv}}\right)$$

$$b_3 = a_3(r - c) + \frac{r\sin^3\varphi_{cv}}{30}$$

- Khi tải trọng dạng cung tròn tác dụng (hình 5.-22.4)

$$P_x = \frac{q_4 . r}{1 - \cos\varphi_{cv}}\left[\sin\varphi - 0,5(\varphi + \sin\varphi\cos\varphi)\right]$$

$$M_x = \frac{q_4 . r^2}{1 - \cos\varphi_{cv}}\left[\frac{\sin^2\varphi}{2} - \frac{\sin\varphi}{2}.\varphi - \frac{\sin^2\varphi\cos\varphi)}{2} + \frac{1}{3} - \frac{\cos^3\varphi}{3}\right]$$

$$\left.\begin{aligned}\Delta_{1P} &= \frac{a_4 P_4 . r^3}{EJ_o}\\ \Delta_{2P} &= \frac{b_4 q_4 . r^3}{EJ_o}\\ \Delta_{3P} &= 0\end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}63)$$

Trong đó:

$$a_4 = \frac{2}{1-\cos\varphi_{cv}}\left(\frac{7\varphi_{cv}}{12} - 0,25\sin\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv} - \frac{5}{6}\sin\varphi_{cv} + \varphi_{cv}\cos\varphi_{cv} - \frac{1}{18}\sin^3\varphi_{cv}\right)$$

$$b_4 = a_4(r-c) + K_5 r\frac{2}{1-\cos\varphi_{cv}},$$

$$K_5 = \frac{\sin^3\varphi_{cv}}{6} + \frac{\sin\varphi_{cv}}{3} + \frac{1}{24}\sin\varphi_{cv}\cos^3\varphi_{cv} + \frac{\varphi_{cv}\cos^2\varphi_{cv}}{4} - \frac{5}{16}(\varphi_{cv} + \sin\varphi_{cv}\cos_{cv})$$

- Khi tải trọng phân bố đều trên nửa vòm (hình 5-22.5):

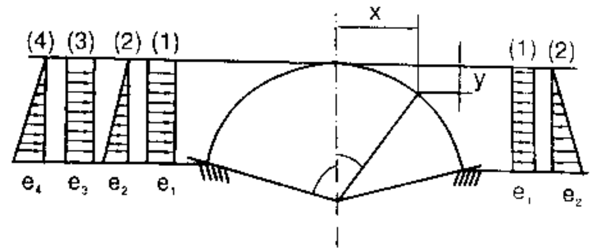
$$\left.\begin{aligned} \Delta_{1P} &= \frac{a_5 P_5.r^3}{EJ_o} \\ \Delta_{2P} &= \frac{b_5 P_5.r^3}{EJ_o} \\ \Delta_{3P} &= \frac{c_5 P_5 r^4}{EJ_o} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}64)$$

Trong đó:

$$a_5 = -0,25(\varphi_{cv} - \sin\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv})$$

$$b_5 = a_5(r-c) + \frac{r}{6}\sin^3\varphi_{cv}$$

$$c_5 = 0,5\left(\frac{1}{3}\cos^3\varphi_{cv} - \cos\varphi_{cv} + \frac{2}{3}\right)$$



Hình 5-23. *Các dạng địa áp bên*

Khi địa áp bên phân bố đều cả hai bên của vòm (hình 5-23.1)

$$E_x = -e_1.r(1-\cos\varphi) \text{ và } M_x = -\frac{e_1 r^2}{2}(1 - 2\cos\varphi + \cos^2\varphi)$$

$$\left.\begin{aligned} \Delta_{1P} &= \frac{a_6 e_1.r^3}{EJ_o} \\ \Delta_{2P} &= \frac{b_6 e_1.r^3}{EJ_o} \\ \Delta_{3P} &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}65)$$

Trong đó:

$$a_6 = -1,5\varphi_{cv} + 2\sin\varphi_{cv} - 0,5\sin\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv}$$

$$b_6 = \left[(r-c)a_6 + r(\sin\varphi_{cv} - \varphi_{cv} - \sin\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv} + K_6)\right]$$

$$K_6 = \sin\varphi_{cv} - \frac{1}{3}\sin^3\varphi_{cv}$$

- Khi áp lực bên dạng tam giác tác dụng cả 2 bên của vòm (hình 5-23.2)

$$E_x = -\frac{e_2.r}{2}.\frac{(1-\cos\varphi)^2}{1-\cos\varphi_{cv}} \text{ và } M_x = -\frac{e_2.r^2}{6}.\frac{(1-\cos\varphi)^3}{1-\cos\varphi_{cv}}$$

$$\left.\begin{aligned} \Delta_{1P} &= \frac{a_7e_2.r^3}{EJ_o} \\ \Delta_{2P} &= \frac{b_7e_2.r^3}{EJ_o} \\ \Delta_{3P} &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}66)$$

Trong đó:

$$a_7 = -\frac{1}{3}\left[K_7 + 1,5(\varphi_{cv} + \sin\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv})\right]\frac{1}{1-\cos\varphi_{cv}}$$

$$K_7 = \varphi_{cv} - 4\sin\varphi_{cv} + \frac{1}{3}\sin^3\varphi_{cv}$$

$$b_7 = (r-c)a_7 + \frac{K_8.r}{3-3\cos\varphi_{cv}}$$

$$K_8 = 4\sin\varphi_{cv} - 0,25\cos^3\varphi_{cv}\sin\varphi_{cv} - \frac{15}{8}\left(\varphi_{cv} + \sin\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv}\right) - \sin^3\varphi_{cv}$$

- Khi áp lực bên phân bố đều chỉ tác dụng vào một bên vòm (hình 5-23.3)

$$\left.\begin{aligned} \Delta_{1P} &= \frac{a_8e_3.r^3}{EJ_o} \\ \Delta_{2P} &= \frac{b_8e_3.r^3}{EJ_o} \\ \Delta_{3P} &= \frac{c_8e_3.r^4}{EJ_o} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}67)$$

Trong đó:

$$a_8 = -0,5(-2\sin\varphi_{CV} + 1,5\varphi_{CV} + 0,5\sin\varphi_{CV}\cos\varphi_{CV})$$

$$b_8 = (r-c)a_8 + 0,5r\left[2\sin\varphi_{CV} - (\varphi_{CV} + \sin\varphi_{CV}\cos\varphi_{CV}) - \frac{1}{3}\sin\varphi_{CV}\right]$$

$$c_8 = 0,5\left(\frac{4}{3} - \cos\varphi_{CV} - \sin\varphi_{CV} - \frac{1}{3}\cos^3\varphi_{CV}\right)$$

- Khi áp lực dạng tam giác chỉ tác dụng vào một bên vòm (hình 5-23.4):

$$\left.\begin{aligned} \Delta_{1P} &= \frac{a_9e_4.r^3}{EJ_o} \\ \Delta_{2P} &= \frac{b_9e_4.r^3}{EJ_o} \\ \Delta_{3P} &= \frac{c_9e_4.r^3}{EJ_o} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}68)$$

Trong đó

$$a_9 = \frac{1}{6(1-\cos\varphi_{CV})}[K_9 + 1,5(\varphi_{CV} + \sin\varphi_{CV}\cos\varphi_{CV})]$$

$$K_9 = \varphi_{cv} - 4\sin\varphi_{cv} + \frac{1}{3}\sin^3\varphi_{cv}$$

$$b_9 = (r-c)a_9 + \frac{K_{10}.r}{6(1-\cos\varphi_{cv})}$$

$$K_{10} = 4\sin\varphi_{cv} - 0,25\cos^3\varphi_{cv}\sin\varphi_{cv} - \frac{15}{8}(\varphi_{cv} + \sin\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv}) - \sin\varphi_{cv}$$

$$C_9 = \frac{1}{6(1-\cos\varphi_{cv})}\left[2 - \cos\varphi_{cv} - 1,5\sin^2\varphi_{cv} - \cos^3\varphi_{CV} - 0,25(1-\cos^4\varphi_{cv})\right]$$

Thay các chuyển vị xác định được ở trên vào công thức (5-52) sẽ tính được các ẩn số lực cơ bản và cũng như thế nhờ công thức (5-55) sẽ xác định được các nội lực sinh ra tại các tiết diện bất kỳ.

3. Tính toán vòm cung tròn không khớp có tiết diện thay đổi

Hệ cơ bản chọn giống như hình (5-21) và quy luật thay đổi tiết diện của vòm như sau:

$$\frac{J_o}{J} = 1 - (1-n)\frac{\sin\varphi}{\sin\varphi_{CV}} \tag{5-69}$$

Trong đó: $n = \frac{J_o}{J}$

Công thức xác định trung tâm đàn hồi C là:

$$C = \frac{\beta_1 - (1-n)\beta_3}{\varphi_{CV} - (1-n)\beta_2} r \tag{5-70}$$

Trong đó:

$$\beta_1 = \varphi_{CV} - \sin\varphi_{CV}, \beta_2 = \frac{1-\cos\varphi_{CV}}{\sin\varphi_{CV}} \text{ và } \beta_3 = \frac{1-\cos\varphi_{CV}}{\sin\varphi_{CV}} - \frac{\sin\varphi_{CV}}{2}$$

Để xác định các ẩn số lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi dùng công thức (5-52). Các chuyển vị đơn vị xác định theo công thức (5-53) và cuối cùng chúng được biểu thị bằng biểu thức:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{2rk_1'}{EJ_o} \\ \delta_{22} &= \frac{2r}{EJ_o}[K_2' - (1-n)K_2'' - (1-n)\frac{J_o}{F_o}\beta_4 \\ \delta_{33} &= \frac{2r^3k_3'}{EJ_o} \end{aligned}\right\} \tag{5-71}$$

Trong đó:

$$K_1 = \varphi_{CV} - (1-n)\beta_2$$

$$K_2 = (r-c)^2\varphi_{CV} - 2(r-c)r\sin\varphi_{CV} + 0,5K_1\left(r^2 + \frac{J_o}{F_o}\right)$$

$$K_2^{''} = (r-c)^2\frac{1-\cos\varphi_{CV}}{\sin\varphi_{CV}} - r(r-c)\sin\varphi_{CV} + r^2\beta_4$$

$$\beta_4 = \frac{1-\cos^3\varphi_{CV}}{3\sin\varphi_{CV}}$$

$$K_1 = \varphi_{CV} + \sin\varphi_{CV}\cos\varphi_{CV}$$

$$K_3 = \varphi_{CV} - \sin\varphi_{CV}\cos\varphi_{CV}$$

$$K_3^{'} = 0,5K_3 - (1-n)\frac{K_4}{\sin\varphi_{CV}}$$

$$K_4 = \frac{1}{3}\cos^3\varphi_{CV} - \cos\varphi_{CV} + \frac{2}{3} \text{ và } n' = \frac{F_o}{F_{CV}}$$

Các chuyển vị tải trọng được tìm theo công thức (5-54) và công thức cuối cùng xác định được :

$$\left.\begin{aligned}
\Delta_{1P} &= \frac{q_i.r^3}{EJ_o}\left(a_i - \frac{1-n}{\sin\varphi_{cv}}.A_i\right)\\
\Delta_{2P} &= \frac{q_i.r^3}{EJ_o}\left(b_i - \frac{1-n}{\sin\varphi_{cv}}.B_i\right)\\
\Delta_{3P} &= \frac{q_i.r^4}{EJ_o}\left(c_i - \frac{1-n}{\sin\varphi_{cv}}.C_i\right)
\end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}72)$$

Trong đó:

a_i, b_i, c_i - các hệ số được chọn có liên quan đến trạng thái tải trọng trong tính toán chuyển vị tải trọng của vòm dạng cung tròn không khớp có tiết diện không đổi.

A_i, B_i, C_i - các hệ số phụ thuộc dạng tải trọng.

q_i - cường độ của tải trọng thẳng đứng (đối với áp lực bên thay bằng e_i).

Bây giờ ta xác định các hệ số nêu trên theo trạng thái tải trọng được thể hiện trên hình (5-22) như sau đây:

- Khi tải trọng phân bố đều thẳng đứng tác dụng lên toàn bộ chiều rộng vòm (hình 5-22.1)

$$A_1 = -\left(\frac{1}{3}\cos^3\varphi_{CV} - \cos\varphi_{CV} + \frac{2}{3}\right)$$

$$B_1 = A_1(r-c) + \frac{r}{4}\sin^4\varphi_{CV}$$

$$C_1 = 0$$

Còn a_1, b_1 thì giống như ở vòm không khớp có tiết diện không đổi.

- Tải trọng phân bố dạng tam giác đối xứng (hình 5-22.2)

$$A_2 = \frac{1}{3\sin\varphi_{CV}}\left[0,25\sin^3\varphi_{CV}\cos\varphi_{CV} - \frac{3}{8}(\varphi_{CV} - \sin\varphi_{CV}\cos\varphi_{CV})\right]$$

$$B_2 = A_2(r - c) + \frac{r}{15}\sin^4\varphi_{CV}$$

$$C_2 = 0$$

a_2, b_2 - giống như trường hợp vòm không khớp có tiết diện không đổi.

- Tải trọng dạng parabon đối xứng (hình 5-22.3)

$$A_3 = -\frac{1}{6}\left[-0,2\sin^2\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv} + \frac{0,8}{\sin^2\varphi_{cv}}\left(\frac{1}{3}\cos^3\varphi_{cv} - \cos\varphi_{cv} + \frac{2}{3}\right)\right]$$

$$B_3 = A_3(r - c) + \frac{r}{36}\sin^4\varphi_{cv}$$

$$C_3 = 0$$

a_3, b_3 - giống như ở vòm không khớp có tiết diện không đổi.

- Tải trọng dạng cung tròn đối xứng (hình 5-22.4)

$$A_4 = \frac{1}{6(1-\cos\varphi_{cv})}[2\cos^3\varphi_{cv} - 1,5\varphi_{cv}^2 + 1,5(\varphi_{cv}\sin^2\varphi_{cv} - \sin^2\varphi_{cv} - 1,5\sin^4\varphi_{cv} + 7) -$$
$$- 10\cos\varphi_{cv} + \cos^4\varphi_{cv}]$$

$$B_4 = A_4(A - C) + \frac{r}{6(1-\cos\varphi_{cv})}(1,5\sin^4\varphi_{cv} - 0,8\cos\varphi_{cv} - 2\varphi_{cv}\sin^3\varphi_{cv} + 0,2666\cos^3\varphi_{cv}$$
$$- 1,2\sin^4\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv} + 2\sin^2\varphi_{cv} + 0,8\cos^5\varphi_{cv} - 0,2666)$$

$$C_4 = 0$$

a_4, b_4 - giống như ở vòm có tiết diện không đổi.

- Tải trọng phân bố đều trên nửa cung vòm (hình 5-22.5)

$$A_5 = -0,5\left(\frac{1}{3}\cos^3\varphi_{CV} - \cos\varphi_{CV} + \frac{2}{3}\right)$$

$$B_5 = A_5(r - c) + \frac{r}{8}\sin^4\varphi_{CV}$$

$$C_5 = -\frac{1}{8}\sin^3\varphi_{CV}\cos\varphi_{CV} + \frac{3}{16}(\varphi_{CV} - \sin\varphi_{CV}\cos\varphi_{CV})$$

a_5, b_5, c_5 - giống ở vòm có tiết diện không đổi.

- Khi tải trọng bên phân bố đều (hình 5-23.1)

Khi tính toán ở phần này ta đổi q_i thành e_i trong công thức 5-72:

$$A_6 = \cos\varphi_{CV} - \frac{4}{3} + \sin^2\varphi_{CV} + \frac{1}{3}\cos^3\varphi_{CV}$$

$$B_6 = A_6(r-c) + \left(\sin^2\varphi_{CV} - \frac{2}{3}\cos^3\varphi_{CV} - 0,25\sin^4\varphi_{CV}\right).r$$

$$C_6 = 0$$

$a_6$và b_6 - giống trường hợp tiết diện vòm không đổi.

- Khi áp lực bên dạng tam giác ở cả hai bên vòm (Hình 5-23.2)

$$A_7 = \frac{1}{3(1-\cos\varphi_{CV})}\left[2 - \cos\varphi_{CV} - 1,5\sin^2\varphi_{CV} - \cos^3\varphi_{CV} - 0,25(1-\cos^4\varphi_{CV})\right]$$

$$B_7 = A_7(r-c) + \frac{r}{3(1-\cos\varphi_{CV})}(0,5\sin^2\varphi_{CV} + \cos^3\varphi_{CV} - \frac{3}{4}\cos^4\varphi_{CV} + 0,2\cos^5\varphi_{CV} - 0,45)$$

$$C_7 = 0$$

a_7, b_7 - giống trường hợp vòm có tiết diện không đổi.

- Khi áp lực bên phân bố đều chỉ tác dụng một nửa bên vòm (hình 5-23.3)

$$A_8 = -0,5\left(\frac{4}{3} - \cos\varphi_{cv} - \sin^2\varphi_{cv} - \frac{1}{3}\cos^3\varphi_{cv}\right)$$

$$B_8 = A_8(r-c) + 0,5\left(\frac{2}{3}\cos^3\varphi_{cv} - \frac{2}{3} + \sin^2\varphi_{cv} - 0,25\sin^4\varphi_{cv}\right).r$$

$$C_8 = \frac{1}{8}\sin^3\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv} - \frac{1}{3}\sin^3\varphi_{cv} + \frac{5}{16}(\varphi_{cv} - \sin\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv})$$

a_8, b_8, c_8 - giống như trường hợp vòm có tiết diện không đổi.

- Khi tải trọng dạng tam giác chỉ tác dụng ở một bên vòm (hình 5-23.4)

$$A_9 = \frac{1}{6(1-\cos\varphi_{CV})}\left[2 - \cos\varphi_{CV} - 1,5\sin^2\varphi_{CV} - \cos^3\varphi_{CV} - 0,25(1-\cos^4\varphi_{CV})\right]$$

$$B_9 = A_9(r-c) + \frac{r}{6(1-\cos\varphi_{CV})}(0,5\sin^2\varphi_{CV} + \cos^3\varphi_{CV} - \frac{3}{4}\cos^4\varphi_{CV} + 0,2\cos^5\varphi_{CV} - 0,45)$$

$$C_9 = \frac{1}{6(1-\cos\varphi_{CV})}\left[\frac{7}{8}(\varphi_{CV} - \sin\varphi_{CV}\cos\varphi_{CV}) + 0,75\sin^3\varphi_{CV}\cos\varphi_{CV} - \frac{4}{3}\sin^3\varphi_{CV} + 0,2\sin^5\varphi_{CV}\right]$$

a_9, b_9 , c_9,- giống trường hợp vòm có tiết diện không đổi.

b. Tính toán vòm dạng parabon không khớp.

Vòm công trình ngầm có kích thước dạng parabon được biểu thị bằng biểu thức:

$$y = \frac{4f}{l^2}x^2 \qquad (5\text{-}73)$$

Trong đó:

f - chiều cao lớn nhất của vòm

l - chiều rộng của vòm

x - hoành độ của tiết diện bất kỳ (khi lấy điểm đỉnh vòm làm gốc tọa độ)

Quy luật biến đổi tiết diện vòm dạng parabon dùng trong công trình ngầm lấy theo công thức (5-31a). Để tiện cho việc tính toán, khi sự thay đổi tiết diện không lớn có thể viết công thức (5-31a) như sau:

$$J = \frac{J_o}{\cos\varphi}; F = \frac{F_o}{\cos\varphi}$$

Sau đây sẽ đề cập đến các kết quả tính toán hệ cơ bản của vòm dạng parabon không khớp có sự thay đổi tiết diện như ở hình 5-19.

Tìm vị trí trung tâm đàn hồi theo công thức:

$$C\frac{\int_0^{l/2} y dx + \frac{J_o}{F_o}\int_0^{l/2}\frac{\cos\varphi}{r}dx}{\int_0^{l/2} dx} = \frac{f}{3}(1 + 0{,}011) = 0{,}3377$$

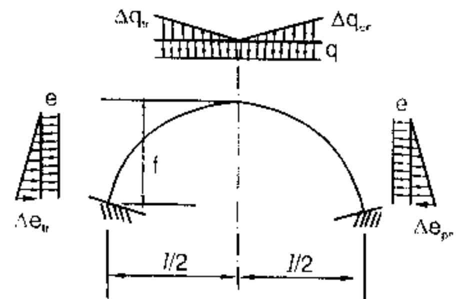
Các chuyển vị đơn vị đối với toàn bộ vòm được xác định theo công thức (5-53) và ta có:

$$\left.\begin{aligned}
\delta_{11} &= \frac{2}{EJ_o}\int_0^{l/2} dx = \frac{l}{EJ_o} \\
\delta_{22} &= \frac{2}{EJ_o}\int_0^{l/2}\left[(y^2 - y.c) + \frac{J_o}{F_o}\cos^2\varphi\right]dx = \frac{0{,}08766.f^2.l}{EJ_o}\left[1 + \beta_1\left(\frac{d_o}{f}\right)^2\right] \\
\delta_{33} &= \frac{2}{EJ_o}\int_0^{l/2}\left[(x^2 + \frac{J_o}{F_o}\sin^2\varphi)\right]dx = \frac{l^3}{12EJ_o}\left[1 + \beta_2\left(\frac{d_o}{l}\right)^2\right]
\end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}75)$$

Trong đó:

β_2, β_2 - hệ số có xét đến ảnh hưởng của lực hướng trục:

$$\beta_1 = 0{,}954\frac{\mathrm{arctng}\frac{4f}{l}}{\frac{4f}{l}}, \beta_2 = 1 - \frac{\mathrm{arctg}\frac{4f}{l}}{\frac{4f}{l}}$$



Hình 5-24. *Sơ đồ tải trọng*

Khi trạng thái tải trọng như trên hình 5-24 thì chuyển vị tải trọng như sau:

$$\left.\begin{aligned}
\Delta_{1P} &= \frac{-l^3}{192EJ_o}(8q+\Delta q_{tr}+\Delta q_{ph}) - \frac{lf^2}{420}[21(e_{tr}+e_{ph})+5(\Delta e_{tr}+\Delta e_{ph})] \\
\Delta_{2P} &= \frac{-l^3 f}{1440EJ_o}[36q+5(\Delta q_{tr}+\Delta q_{ph}) - \frac{lf^3}{756}[27(e_{tr}+e_{ph})+7(\Delta e_{tr}+\Delta e_{ph})] \\
\Delta_{3P} &= \frac{-l^4}{480EJ_o}(\Delta q_{tr}+\Delta q_{ph}) - \frac{l^2 f^2}{192}[4(e_{tr}-e_{ph})+(\Delta e_{tr}-\Delta e_{ph})]
\end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}76)$$

Như vậy, từ công thức (5-52) có thể tìm được ẩn số lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi như sau:

$$\left.\begin{aligned}
x_1 &= M_1^o = \frac{l^2}{192}[8q+(\Delta q_{tr}+\Delta q_{ph})] + \frac{f^2}{420}[21(e_{tr}+e_{ph})+5(\Delta e_{tr}+\Delta e_{ph}) \\
x_2 &= H_2^o = \frac{0{,}03961 l^2}{f\left[1+\beta_1\left(\dfrac{d_o}{l}\right)^2\right]}[(3{,}156q+0{,}4945)(\Delta q_{tr}+\Delta q_{ph})] + \\
&\quad + \left(\frac{f}{l}\right)^2 (5{,}433(e_{tr}+e_{ph})+1{,}511(\Delta e_{tr}+eq_{ph}) \\
x_3 &= Q_3^o = \frac{f}{1+\beta_2\left(\dfrac{d_o}{l}\right)^2}\left\{\frac{l}{40f}(\Delta q_{tr}-\Delta q_{ph}) + \frac{f}{16l}\left[4(e_{tr}-e_{ph})+(\Delta q_{tr}-\Delta q_{ph})\right]\right\}
\end{aligned}\right\} \quad (5\text{-}77)$$

* Nếu là tải trọng đối xứng thì

$$\Delta q = \Delta q_{tr} = \Delta q_{ph} \text{ và } e = e_{tr} = e_{ph}$$

Thành thử các ẩn số lực cơ bản theo công thức (5-77) sẽ là:

$$x_1 = M_1^o = \frac{l^2}{96}\cdot(4q+\Delta q) + \frac{f^2}{210}(21e+5\Delta e)$$

$$x_2 = H_2^o = \frac{0{,}07922 l^2}{f[1+\beta_2\left(\dfrac{d_o}{l}\right)^2}[(1{,}578q+0{,}4945\Delta q) + \left(\frac{f}{l}\right)^2(5{,}433e+1{,}511\Delta e$$

$$x_3 = Q_3^o = 0$$

Sau khi tính được các ẩn số thực x_1, x_2, x_3, ta dễ dàng tìm được các nội lực tại tiết diện bất kì của vòm theo công thức (5-55).

Một khi dùng vòm có tiết diện thay đổi nhiều $\left(F_x = \dfrac{F_o}{\cos\varphi_x}; J_x = \dfrac{J_o}{\cos^3\varphi_x}\right)$ cần phải xác định các ẩn số lực như sau đây:

Trước tiên tính vị trí trung tâm đàn hồi:

$$C = \frac{f}{3}(a_o + \alpha_o) \tag{5-74a}$$

Trong đó:

$$a_o = \frac{3}{\left(\frac{4f}{l}\right)^2}\left[\frac{\frac{4f}{l}}{\text{arctg}\left(\frac{4f}{l}\right)} - 1\right];\ \alpha_o = \left(\frac{d_o}{l}\right)^2 \frac{\alpha_1}{\text{arctg}\left(\frac{4f}{l}\right)};\ \alpha_1 = \text{arctg}\left(\frac{4f}{l}\right) + \frac{\frac{4f}{l}}{1+\left(\frac{4f}{l}\right)^2}$$

Cuối cùng tìm được các ẩn số lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi:

$$\left.\begin{aligned}
x_1 &= M_1^o = -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} = \frac{ql^2}{8}\frac{\beta_6}{\beta_3} = \frac{(\Delta q_{tr} + \Delta q_{ph})l^2}{96}.\frac{\beta_7}{\beta_3} + \frac{(e_{tr} + e_{ph})f^2}{12}\frac{\beta_8}{\beta_3} + \frac{(\Delta e_{tr} + \Delta e_{ph})f^2}{36}\frac{\beta_9}{\beta_3}\\
x_2 &= H_2^o = -\frac{-\Delta_{2P}}{\delta_{22}} = \frac{ql}{2}\frac{b_1}{b_o} = \frac{(\Delta q_{tr} + \Delta q_{ph})l}{8}.\frac{b_2}{b_o} + \frac{(e_{tr} + e_{ph})f^2}{12}\frac{b_3}{b_o} + \frac{(\Delta e_{tr} + \Delta e_{ph})f^2}{3l}\frac{b_4}{b_o}\\
x_3 &= Q_3^o = -\frac{-\Delta_{3P}}{\delta_{33}} = \frac{(\Delta q_{tr} - \Delta q_{ph})l}{72}.\frac{\beta_8}{b_o} + \frac{(e_{tr} + e_{ph})f^2}{4l}\frac{\beta_{14}}{b_o} + \frac{(\Delta e_{tr} + \Delta e_{ph})f^2}{12l}\frac{\beta_{15}}{b_o}
\end{aligned}\right\} \tag{5-77a}$$

* Khi tải trọng đối xứng tác dụng thì các ẩn số lực cơ bản ở trung tâm đàn hồi tính theo công thức:

$$\left.\begin{aligned}
x_1 &= M_1^o = \frac{ql^2}{8}\frac{\beta_6}{\beta_3} + \frac{\Delta ql^2}{48}.\frac{\beta_7}{\beta_3} + \frac{ef^2}{6}\frac{\beta_8}{\beta_3} + \frac{\Delta ef^2}{18}\frac{\beta_9}{\beta_3}\\
x_2 &= H_2^o = \frac{ql}{2}\frac{b_1}{b_o} + \frac{\Delta ql}{4}.\frac{b_2}{b_o} + \frac{2ef^2}{l}\frac{b_3}{b_o} + \frac{2\Delta ef^2}{3l}.\frac{b_4}{b_o}\\
x_3 &= Q_3^o = 0
\end{aligned}\right\}$$

Trong đó: $b_o = \beta_4 - 12\left(\frac{c}{l}\right)\beta_5 + 4\left(\frac{d_o}{l}\right)^2.\beta_3, b_1 = \beta_{10} - 12\left(\frac{c}{l}\right)\beta_6; b_2 = \beta_{11} - 4\left(\frac{c}{l}\right)\beta_7$

$b_3 = \beta_{12} - 4\left(\frac{c}{l}\right)\beta_8, b_4 = \beta_{13} - 4\left(\frac{c}{l}\right)\beta_9, b_o' = 3\beta_6 - \left(\frac{d_o}{l}\right)^2\beta_2$, và $c = \frac{f}{3}(a_o + \alpha_o)$

Dựa vào các ẩn số lực tác dụng vào trung tâm đàn hồi đã xác định được như trên có thể tìm được nội lực tại tiết diện bất kỳ.

3. Bài toán

Bài toán 1: Cần làm một công trình ngầm có chiều rộng thông thủy l_o = 8m, chiều cao thông thủy tường vách h_o = 3,2m đào trong tầng cát kết có tính nứt nẻ ít

và độ cứng bình thường. Độ sâu đào hầm là H = 200m. Theo tài liệu thí nghiệm, các giá trị đặc trưng của địa tầng : Hệ số cường độ $f_c = 6$, mô đun đàn hồi E_o = 40.000kG/cm^2, hệ số Poisson $\mu_o = 0{,}2$.

Hãy tính toán vỏ hầm phù hợp với điều kiện trên đây.

Bài giải:

1. Xác định các kích thước hình học của vỏ hầm

Ta chọn kiểu kết cấu vỏ tường thẳng đứng kết hợp vòm dạng parabon.

Trước tiên chọn kích thước của vòm.

Giá trị đặc trưng của kích thước thông thủy của vòm lấy theo bảng (5-1) và xét tới điều kiện sử dụng của không gian thông thủy, ta có:

$$\beta_o = \frac{l_o}{f_o} = 3{,}5$$

Vậy chiều cao thông thủy của vòm : $f_o = \frac{l_o}{\beta_o} = \frac{8}{3{,}5} = 2{,}29 \approx 2{,}3\text{m}$

Giả sử chọn các kích thước cấu tạo của vỏ hầm như sau:

Chiều dày của vòm tại điểm đỉnh d_o = 0,4m, Độ dày tiết diện chân vòm là :

$$d_{cv} = 1{,}3.d_o = 1{,}3.\ 0{,}4 \approx 0{,}55\text{m}$$

Chiều dày của tường vách và móng tường

$$d_t = 1{,}3\ d_{cv} = 1{,}3\ .\ 0{,}55 \approx 0{,}7\text{m};\ \text{và lấy}\ d_m = 0{,}8\ \text{m}$$

Tổng chiều cao của tường h_y = 4,0m.

Bây giờ cần xác định các kích thước còn lại của vòm:

$$tg\varphi_{cv} \approx \frac{4f_o}{l_o} = \frac{4.2{,}3}{8} = 1{,}15 \Rightarrow \varphi_{CV} = 49^o,\ \sin\varphi_{CV} = 0{,}755\ \text{và}\ \cos\varphi_{CV} = 0{,}656$$

$$l_1 = l_o + d_{cv}\sin\varphi_{cv} = 8 + 0{,}55.0{,}755 = 8{,}42\text{m}$$

$$f_1 = f_o + \frac{d_o}{2} - \frac{d_{CV}}{2}\cos\varphi_{CV} = 2{,}3 + \frac{0{,}4}{2} - \frac{0{,}55}{2}.0{,}655 = 2{,}32\text{m}$$

Dựa vào l_1 và f_1 xác định trị tính toán của đường trục gần đúng hơn nữa.

$$tg\varphi_{CV} \approx \frac{4f_1}{e_1} = \frac{4.2{,}32}{8{,}42} = 1{,}10 \Rightarrow \sin\varphi_{CV} = 0{,}739\ \text{và}\ \cos\varphi_{cv} = 0{,}672$$

Thành thử

$$l = l_o + d_{CV}\sin\varphi_{CV} = 8 + 0{,}55.0{,}739 = 8{,}42\text{m}$$

$$f' = f_o + \frac{d_o}{2} - \frac{d_{CV}}{2}\cos\varphi_{CV} = 2,3 + \frac{0,4}{2} - \frac{0,55}{2}.0,672 = 2,32m$$

Kích thước phía ngoài

$$f' = f_o + d_o - d_{cv}\cos\varphi_{cv} = 2,33m$$

$$\Delta d = d_t - d_{cv}\sin\varphi_{cv} = 0,30m$$

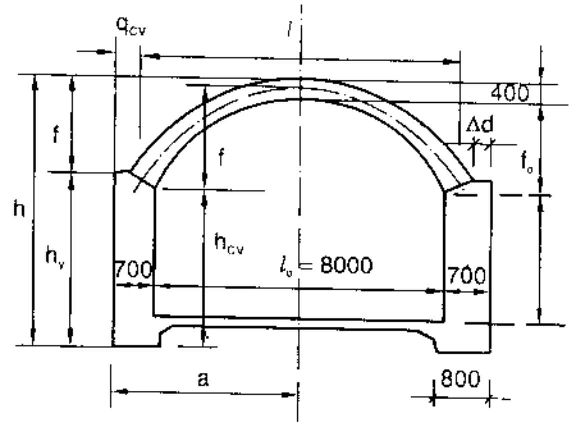
$$2a = l_o + 2d_t = 8 + 2\times 07 = 9,4m$$

Các chỉ số kích thước cần thiết khác xem hình (5-25)

$$h = h_y + f' = 4 + 2,33 = 6,33m$$

$$h_{cv} = h_y - \frac{d_{cv}}{2}\cos\varphi_{cv} = 3,81m$$

$$q_{cv} = d_t - \frac{d_{cv}}{2}\sin\varphi_{cv} = 0,5m$$



Hình 5-25. *Các kích thước của vỏ hầm*

2. Chọn kiểu tường và cách tính toán

Xác định kiểu tường theo công thức (5-25)

$$\alpha = \frac{\pi E_o}{6EJ}.\frac{1-\mu^2}{1-\mu_o^2}c^3 = \frac{3,14.400.000}{6.68600}.\frac{1-\left(\frac{1}{6}\right)^2}{1-0,2^2}.0,8^3 = 1,58 > 0,1$$

Dùng bê tông M150#, tra bảng phụ lục PL-5 được E = 2400.000kG/cm²

$$\Rightarrow EJ = 2400000\frac{1.0,7^3}{12} = 68600T/m^2$$

$$C = 0,2.h_y = 0,2.\ 4,0 = 0,8\ m,\ \mu = \frac{1}{6}$$

Theo công thức (5-25) ta có :

$$l_o < 8\sqrt{\frac{f_o f_c}{l_o}} = 8\sqrt{\frac{2,3.6}{8}} = 10,51m$$

Theo tính toán trên ta được: $\alpha = 2,47 > 0,1$ và $l_o = 8m < 10,51m$ vì vậy nó thuộc trường hợp đặc biệt có tường đàn hồi.

3. Xác định tải trọng tính toán

Tính toán đối với tổ hợp tải trọng cơ bản chỉ cần xét đến địa áp và trọng lượng bản thân. Khi đó tổnghợp kết quả tính toán ta được:

Cường độ tải trọng phân bố đều thẳng đứng : $q = 22\ T/m^2$

Trị số lớn nhất của tải trọng phân bố dạng tam giác thẳng đứng : $\Delta q = 5{,}1\ T/m^2$

Cường độ áp lực bên phân bố đều: $e = 3{,}6\ T/m^2$

Trị số lớn nhất của áp lực bên phân bố dạng tam giác : $\Delta e = 0{,}7\ T/m^2$

4. Tính toán vòm:

Vòm thuộc trường hợp tính toán đặc biệt cho nên có thể xem là vòm dạng parabon không khớp có gối tựa cứng. Do tải trọng đối xứng, các ẩn số lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi có thể xác định được bằng cách thay các giá trị tương ứng vào công thức (5-78)

$$M_1^o = \frac{-\Delta_{1P}}{\delta_{11}} = \frac{l^2}{96}(4q + \Delta q) + \frac{f^2}{210}(21e + 5\Delta e) = 70{,}78Tm$$

$$H_1^o = \frac{-\Delta_{2P}}{\delta_{22}} = \frac{0{,}07922 l^2}{f[1+\beta_1\left(\frac{d_o}{f}\right)^2}(1{,}578q + 0{,}4945\Delta q)\left(\frac{f}{l}\right)^2(5{,}433e + 1{,}511\Delta e) = 91{,}9T$$

Trong đó:

$$\beta_1 = 0{,}954\frac{\text{arctg}\frac{\Delta f}{l}}{\frac{4f}{l}} = 0{,}954\frac{\text{arctg}\frac{4.2{,}32}{8{,}42}}{\frac{4.2{,}32}{8{,}42}} = 0{,}711$$

Nội lực tại tiết diện đỉnh vòm:

$$M_o = M_1^o - H_2^o.C_V = 70{,}78 - 91{,}9.0{,}782 = -1{,}07$$

$$N_o = H_2^o = 91{,}9T$$

C_V - Khoảng cách từ trung tâm đàn hồi đến điểm đỉnh vòm tìm theo công thức (5-74)

$C_V = 0{,}337f = 0{,}337.2{,}32 = 0{,}782m$

Như vậy cự li lệch tâm là:

$$e_o = \frac{M_o}{N_o} = \frac{1{,}97}{91{,}9} = 0{,}01165 < 0{,}167d_o = 0{,}0667m$$

Tức đường cong áp lực nằm trong tiết diện trọng tâm. Vậy tiết diện đang xét đảm bảo an toàn.

Đối với tiết diện bất kì cần tiến hành tìm nội lực và kiểm tra mặt cắt. Các nội lực xác định dựa vào công thức:

$$M_x = M_o + N_o y_i - \frac{q}{2}x_i^2 - \frac{\Delta q}{3l}x_i^2 - \frac{e}{2}y_i^2 - \frac{\Delta e.y_i^3}{6f}$$

$$N_x = \left(N_o - ey_i - \frac{\Delta e}{2}y_i\right)\cos\varphi_i + \left(q.x_i + \frac{\Delta q}{2}x_i\right)\sin\varphi_i$$

Với: $y_i = \frac{4f}{l^2}x_i^2$

Khi kiểm tra tiết diện, độ lệch tâm phải nhỏ hơn độ lệch tâm cho phép, nếu không nhỏ hơn cần kiểm tra theo công thức (5-7).

5. Tính toán tường vách

Các ẩn số lực cơ bản tác dụng vào tường hầm được tính theo công thức (5-50). Các tải trọng truyền từ vòm xuống tường là:

$$H_{CV} = N_o - ef - \frac{1}{2}\Delta ef = 91,9 - 3,6.2,32 - \frac{1}{2}0,7.2,32 = 82,733T$$

$$Q_{CV}^o = \frac{ql}{2} + \frac{\Delta ql}{4} = \frac{22.8,42}{2} + \frac{5,1.8,42}{4} = 103,4T$$

$$M_{CV} = M_o + N_o f - \frac{ql^2}{8} - \frac{\Delta ql^2}{24} - \frac{ef^2}{2} - \frac{\Delta ef^2}{6} = -1,07 + 91,9 \times 2,32 -$$

$$-\frac{22.8,42^2}{8} - \frac{5,1.8,4^2}{24} - \frac{3,6.2,32^2}{2} - \frac{0,7.2,32^2}{6} = -8,26Tm$$

$$Q_t = Q_{CV}^o + P + G - \mu_1 H_{CV} = 103,4 + 6,3 + 6,5 - 0,3.82,733 = 91,38T$$

$$M_t = -M_{CV} + H_{CV}(h_y - h_{CV}) + Q_{CV}^o q_{CV} + P.p + Gg - \frac{d_m Q_t}{2} =$$

$$= 8,26 + 82,733(4 - 3,81) + (103,4 \times 0,5 + 6,3.\frac{0,3}{2} + \frac{6,5.0,7}{2} - \frac{0,8.91,38}{2} = 42,275Tm$$

Vậy:

$$y_o = \frac{3M_t}{H_t} = \frac{3.42,275}{82,733} = 1,533m$$

$$\delta = \frac{2H_{CV}}{y_o} = \frac{2.82,733}{1,533} = 107,9T/m^2$$

$$\sigma_x = \frac{Q_t}{d_m} = \frac{91,38}{0,8} = 114,2T/m^2$$

Bây giờ tiến hành xem xét sự cân bằng của hệ tính toán và kiểm tra độ chính xác của việc tính toán:

$$\Sigma M = M_{CV} + H_{CV}h_{CV} - Q_{CV}^o q_{CV} - P.p - G.g - \frac{\sigma.y_o}{2}\left(h_y - \frac{y_o}{3}\right) + \frac{\sigma \times d_m^2}{2} =$$

$$= -8,26 + 82,733.3,81 - 103,4.0,5 - \frac{6,3.0,3}{2} - \frac{6,5.0,7}{2} - \frac{107,9.1,533}{2}\left(4 - \frac{1,533}{3}\right) +$$

$$+ 0,5.114,2.0,8^2 = 0,27 \approx 0$$

$$\Sigma N = Q^{o}_{CV} + G + P - \mu_1 \frac{\sigma y_o}{2} - \sigma_x d_m = 103,4 + 6,5 + 6,3 - 0,3\frac{107,9.1,533}{2} - 114,2.0,8 = 0$$

$$\Sigma Q = \frac{\sigma y_o}{2} - H_{CV} = \frac{107,9.1,533}{2} - 82,733 = 0$$

Như vậy việc tính toán là chính xác. Việc tìm các nội lực phát sinh tại tiết diện bất kỳ của tường dựa vào công thức (5-48) và cũng cần kiểm tra tiết diện.

Bài toán 2

Đào đường hầm vận chuyển chính, ở độ sâu 150m so với mặt đất, có kích thước thông thủy: rộng l_o = 5,0m; cao h = 2,0m. Theo tài liệu địa chất đây là địa tầng cát kết không đồng nhất có khe nứt và tương đối yếu nhưng không có nước ngầm. Hãy tính toán vỏ hầm làm đường vận tải chính.

Bài giải

1. Xác định kích thước hình học của vỏ hầm:

Vì tài liệu điều tra địa chất không cụ thể cho nên, phải dựa vào bảng phụ lục PL- 1 để tìm các đặc trưng của địa tầng đã cho và đại thể như sau:

$$f_c = 4 \; ; \gamma_d = 2,6 \; t/m^3 \text{ và } \varphi = 70^o$$

Ta chọn hầm có cấu tạo vòm cung tròn kê lên tường thẳng đứng. Tra từ bảng (5-1) lấy β = 3,464 thì kích thước hình học (thông thủy) của vòm là:

$$f_o = \frac{l_o}{\beta} = \frac{5,0}{3,464} = 1,443m$$

$$R_o = \frac{f_0(4+\beta^2)}{8} = \frac{1,443(4+3,464^2)}{8} = 2,886m$$

$$\sin\varphi^o_{CV} = \frac{l_o}{2R_o} = \frac{5}{2.2,886} = 0,886 \Rightarrow \varphi^o_{CV} = 60^o \text{ và } \cos 60^o = 0,5$$

Chiều dày dự kiến của đỉnh vòm (công thức 5-1):

$$d_o = K.0,06\sqrt{\beta}\left(1+\sqrt{\frac{l_o}{f_c}}\right) = \sqrt{\frac{150}{170}}.0,06\sqrt{3,464}.\left(1+\sqrt{\frac{5}{4}}\right) = 0,23, \text{ lấy } d_o = 0,3m$$

$$d_{CV} = 1,26d_o = 1,26.0,3 \approx 0,4m$$

$$d_t = 0,35d_m(m)$$

Dựa vào kích thước thông thủy của hầm để xác định các kích thước dự kiến của vòm

$$l_1 = l_o + d_{CV}\sin\varphi_{CV} = 5,0 + 0,4.0.866 = 5,346$$

$$f_1 = f_o + \frac{d_o}{2} - 0,5d_{CV}\cos\varphi^o_{CV} = 1,443 + 0,3.0,5 + 0,5.0,4.\cos 60^o = 1,493m$$

Dựa vào chiều rộng và chiều cao của đường trục giả định thì nửa góc ở tâm là:

$$\sin\varphi_{CV} = \frac{4f_1.l_1}{4f_1^2 + l_1^2} = \frac{4\times1,1493\times5,346}{4.1,1493^3 + 5,346^2} = 0,815 \Rightarrow \varphi_{CV} = 58^o23' \text{ và } \cos\varphi_{CV} = 0,5242$$

Xác định các trị số của đường trục sau chót chính xác hơn, như sau:

$$l = l_o + d_{cv}\sin\varphi_{cv} = 5,0 + 0,4.0,8515 = 5,341m$$

$$f = f_o + 0,5d_o - 0,5d_{cv}\cos\varphi_{cv} = 1,43 + 0,5.0,3 - 0,5.\ 0,4.0,5242 = 1,488m$$

$$r = \frac{1}{2\sin\varphi_{CV}} = \frac{5,341}{2.0,8515} = 3,136m$$

Các kích thước phía ngoài của vỏ hầm :

$$l' = l + d_{cv}\sin\varphi_{cv} = 5,341 + 0,4.\ 0,8515 = 5,681m$$

$$f' = f + 0,5d - 0,5d_{cv}\cos\varphi_{cv} = 1,488 + 0,5.\ 03 - 0,5\ .0,4.\ 0,5242 = 1,533m$$

$$R' = \frac{4f'^2 + l'^2}{8f'} = \frac{4\times1,533^2 + 5,681^2}{8\times1,533} = 3,398m$$

Tổng chiều cao của tường

$$h_y = h_o + d_{cv}\cos\varphi_{cv} + h_m = 2 + 0,4.\ 0,5242 + 0,35 = 2,56m$$

Tổng hợp các kết quả tính toán ở trên ta có :

$l_o = 5,0m$, $f_o = 1,443m$, $R_o = 2,886m$;

$l = 5,341m$, $f = 1,488m$, $r = 3,136m$; $\varphi_{CV} = 58^o23'$, $\cos\varphi_{CV} = 0,5242$; $\sin\varphi_{CV} = 0,8515$

$l' = 5,681m$, $f' = 1,533m$, $R' = 3,398m$, $h_y = 2,56m$.

2. Kiểu dáng tường và chọn cách tính toán

Kiểu dáng tường tính theo công thức (5-22)

$$\alpha = \frac{\pi E_o}{6EJ}.\frac{1-\mu^2}{1-M_o^2}C^3 = \frac{3,14\times400}{6\times32256,7}\times\frac{1-\left(\frac{1}{6}\right)^2}{1-0,2^2}0,512^3 = 0,34 > 0,1$$

Ở đây dùng bêtông M170# có E= 260.000 kG/cm² (bảng phụ lục PL- 5). $\mu = \frac{1}{6}$

Hệ số Poisson và môđun đàn hồi của địa tầng như sau:

$E_o = 40.000$ kG/cm² $= 400.000$ T/m², $\mu_o = 0,2$

$C = 0,2\ h_y = 0,2\ .\ 2,56 = 0,512m,\ EJ = 260.000\dfrac{1\times 0,53^3}{12} = 32256,7T/m^2$

Theo công thức (5-23) ta có :

$$l_o < \sqrt{\frac{f_o.f_c}{l_o}} = 8\sqrt{\frac{1,443.4}{5}} = 8,595m$$

như trên ta có :

$\alpha = 0,88 > 0,1$ và $l_o = 5 < 8,595$m. vậy, vỏ hầm thuộc trường hợp tính toán đặc biệt có tường đàn hồi.

3. Xác định tải trọng tính toán.

Tải trọng tác dụng vào vòm gồm địa áp và trọng lượng bản thân. Ta tính địa áp theo thuyết tạo vòm cân bằng tự nhiên. Vậy nửa chiều rộng của vòm biến dạng phá hoại là :

$$a_1 = a + (h_y + f')tg\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = (2,5 + 0,35) + (2,56 + 1,533)tg\left(45^o - \frac{70^o}{2}\right) = 3,572m$$

Xác định chiều cao của vòm phá hoại theo công thức (3-8):

$$h = \frac{a_1}{f_c} = \frac{3,572}{4} \approx 0,9m$$

Tải trọng tác dụng vào vòm ta chọn là tải trọng thẳng đứng phân bố đều và tính theo công thức (3-9):

$$q_d = \gamma_d.h_1 = 2,6.0.9 = 2,34T/m^2$$

Chuyển đổi trọng lượng bản thân của vòm vỏ thành tải trọng thẳng đứng phân bố đều theo công thức gần đúng sau đây:

$$q_V = 0,5\left(d_o + \frac{d_{CV}}{\cos\varphi_{CV}}\right)\gamma_{bt} = 0,5\left(0,3 + \frac{0,4}{0,5242}\right)2,2 = 1,16T/m^2$$

Thành thử:

$$q = q_d + q_{bt} = 2,34 + 1,16 = 3,5T/m^2$$

4. Tính toán vòm vỏ:

Tính toán vòm như vòm cung tròn không khớp có tiết diện thay đổi và gối cứng. Dùng công thức (5-70) xác định trung tâm đàn hồi của hệ cơ bản:

$$C_V = \frac{\beta_1 - (1-n)\beta_3}{\varphi_{CV}(1-n)\beta_2}.r$$

Trong đó:

$$\beta_1 = \varphi_{CV} - \sin\varphi_{CV} = 1,019 - 0,8515 = 0,1675$$

$$\beta_2 = \frac{1-\cos\varphi_{cv}}{\sin\varphi_{cv}} = \frac{1-0,5242}{0,851} = 0,5588$$

$$\beta_3 = \frac{1-\cos\varphi_{cv}}{\sin\varphi_{cv}} - \frac{\sin\varphi_{cv}}{2} = 0,5588 - \frac{0,8515}{2} = 0,133$$

$$\varphi_{cv} = 1,019$$

$$n = \frac{J_o}{J_{cv}} = \frac{\frac{0,3^3}{12}}{\frac{0,4^3}{12}} = 0,4219$$

Vậy:

$$C_v = \frac{0,1675-(1-0,4219).0,133}{1,019-(1-0,4219).0,5588}.3,136 = 0,4083m$$

Dựa vào công thức (5-52) để tính các ẩm số lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi. Trước tiên xác định các chuyển vị.

$$\delta_{11} = \frac{2rK_1'}{EJ_o} = \frac{1}{EJ_o}.2.3,136.0,696 = \frac{4,365}{EJ_o}$$

$$\delta_{22} = \frac{2r}{EJ_o}\left[K_2' - (1-n)K_2'' - (1-n')\left(\frac{J_o}{F_o}\right)\beta_4\right]$$

Trong đó :

$$K_1' = \varphi_{cv} - (1-n)\beta_2 = 1,019 - (1-0,4219).0,5588 = 0,696$$

$$K_2' = (r-c)^2\varphi_{CV} - 2(r-c)r\sin\varphi_{CV} + 0,5K_1\left(r^2 + \frac{J_o}{F_o}\right) =$$

$= 7,4403.1,019 - 2.2,7277.3,136.0,8515 + 0,5.1,4654\,(9,8345 + 0,0075)$
$= 0,2254$

$$K_1 = \varphi_{cv} + \sin\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv} = 1,019 + 0,8515.0,5242 = 1,4654$$

$$\frac{J_o}{F_o} = \frac{0,3^3}{0,3.12} = 0,0075$$

$(r-c)^2 = (3,136 - 0,4083)^2 = 7,4403$

$$K_2'' = (r-c)^2 \frac{1-\cos\varphi_{CV}}{\sin\varphi_{CV}} - r(r-c)\sin\varphi_{CV} + r^2.\beta_4 =$$

$$= 7,4403.0,5588 - 3,136.2,7277.0,8515 + 3,136^2.\ 0,3351 = 0,1693$$

$$\beta_4 = \frac{1-\cos^3\varphi_{cv}}{3.\sin\varphi_{cv}} = \frac{1-0,5242^3}{3.0,8515} = 0,3351$$

$$n' = \frac{F_o}{F_{cv}} = \frac{0,3}{0,4} = 0,75\ ,\ n = 0,4219$$

Vậy: $\delta_{22} = \frac{1}{EJ_o}.6,272(0,2254 - 0,0979 - 0,006) = \frac{0,7959}{EJ_o}$

Các chuyển vị của tải trọng tìm theo công thức (5-72)

$$\Delta_{1p} = \frac{qr^3}{EJ_o}\left(a_1 - \frac{1-n}{\sin\varphi_{cv}}A_1\right) = \frac{3,5.3,136^2}{EJ_o}\left(-0,2863 - \frac{1-0,4219}{0,8515}\right) = \frac{16,923}{EJ_o}$$

Vì :

$$a_1 = -\frac{1}{2}(\varphi_{cv} - \sin\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv}) = -\frac{1}{2}(1,019 - 0,8515.0,5242) = -0,2863$$

$$A_1 = -\frac{2}{3} - \frac{1}{3}\cos^3\varphi_{cv} + \cos\varphi_{cv} = -0,6667 - 0,048 + 0,5242 = -0,1905$$

$$\Delta_{2P} = \frac{qr^3}{EJ_o}\left(b_1 - \frac{1-n}{\sin\varphi_{cv}}B_1\right) = \frac{3,5.3,136^3}{EJ_o}\left(-0,1355 - \frac{1-0,4219}{0,8515}(-0,1075)\right) = -\frac{6,737}{EJ_o}$$

Thay các chuyển vị trên được ở trên vào công thức (5-52):

$$x_1 = M_1^o = -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} = \frac{16,923}{4,365} = 3,877\text{Tm}$$

$$x_2 = H_2^o = -\frac{\Delta_{2P}}{\delta_{22}} = \frac{6,737}{0,7959} = 8,464\text{T}$$

Tính nội lực tại tiết diện bất kỳ của vòm theo công thức (5-55)

- Tại tiết diện ở đỉnh:

$M_o = M_1^o - H_2^o.C = 3,877 - 8,464.\ 0,04083 = 0,419$ Tm

$N_o = H_2^o = 8,464$ T

- Tại tiết diện có $\varphi_i = 30^o$

$$M_{30} = M_1^o - H_2^o(c-y) + M_P^o = M_o + N_o.y + M_P^o = 0,419 + 8,464.042 - 4,296 = -0,322\text{Tm}$$

Ở đây, y = r (1-cosφ) = 3,136 (1-0,866) = 0,42m

M_P^o =- 0,125.q.r^2 = -0,125.3,5.3,136^2 = -4,296 Tm

$$N_{30} = H_2^o.\cos\varphi + N_P^o = 8,464.0,866 + 2,74 = 10,07T$$

Với $N_P^o = 0.\ 25qr$ = 0,25. 3,5 . 3,136 = 2,74 T

- Tại tiết diện chân vòm.

$$M_{CV} = M_1^o - H_2^o(c - y) + M_P^o = M_o + N_o f + M_P^o = 0,419 + 8,464.1,488 - 12,48$$
$$= 0,419 + 12,594 - 12,48 = 0,533 \text{ Tm}$$

y = r ×(1 - cosφ) = 3,136 (1- 0,5242) = 1,49 m

$$M_P^o = -\frac{Pl^2}{8} = -3,5.534 l^2 \frac{1}{8} = -12,48\text{Tm}$$

$$N_{CV} = H_2^o \cos\varphi + \frac{ql}{2} = 8,464.0.5242 + \frac{1}{2}3,5.5,341 = 13,78T$$

Kiểm tra tiết diện

- Tại tiết diện đỉnh vòm

$$e_o = \frac{M_o}{N_o} = \frac{0,419}{8,646} = 0,0495 < [e_o] = 0,167d_o = 0,0501.$$ Đảm bảo an toàn.

- Tại tiết diện φ= 30°

Chiều dày của tiết diện thường được tìm dựa vào biểu đồ. Tuy nhiên cũng có thể bằng phương pháp giải tích như sau:

$$\frac{J_o}{J_{30}} = 1 - (1 - n)\frac{\sin 30^o}{\sin\varphi_{CV}} = 1 - (1 - 0,4219)\frac{0,5}{0,8515} = 0,6605$$

$$\frac{J_o}{J_{30}} = \frac{d_o^3}{d_{30}^3}\frac{0,3^3}{d_{30}^3} = 0,6605 \Rightarrow d_{30} = 0,344m$$

$$e_{30} = \frac{M_{30}}{N_{30}} = \frac{0,322}{10,07} = 0,032 < [e_{30}] = 0,167.0,344 = 0,057.$$ Đảm bảo an toàn.

- Tại tiết diện chân vòm

$$e_{CV} = \frac{M_{CV}}{N_{CV}} = \frac{0,533}{13,78} = 0,0387 < [e_{CV}] = 0,167 - 0,4 = 0,0668.$$ Đảm bảo an toàn.

5. Tính toán tường hầm

Tải trọng từ vòm truyền xuống tường.

$$H_{CV} = H_2^o = 8,464T,\ \ M_{CV} = 0,533Tm \text{ và } Q_{CV}^o = \frac{ql}{2} = 9,35T$$

Dựa vào công thức (5-50) với các giá trị như sau để xác định các ẩn số lực tác dụng vào tường:

$$Q_t = Q_{CV}^o + G - \mu_1 H_{CV} = 9,35 + 1,89 - 0,3.8,464 = 8,7T$$

$$M' = -M_{CV} + H_{CV}(h_y - h_{CV}) + Q_{CV}^o q_{CV} + G.g - d_m Q_t \frac{1}{2} =$$

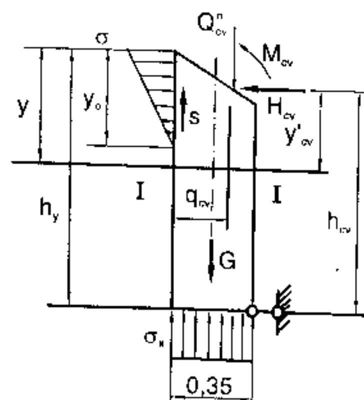
$$= -0,533 + 8,464 \times 0,11 + 9,35.0,18 + 1,89.0,175 - 0,5.0,35.8,7 = 0,8898Tm$$

Vậy:

$$y_o = \frac{3M'}{H_{CV}} = \frac{3.0,8898}{8,464} = 0,316m$$

$$\sigma = \frac{2H_{CV}}{y_o} = \frac{2 \times 8,464}{0,316} = 53,5T/m^2 = 5,35kG/cm^2$$

$$\sigma_x = \frac{Q_t}{d_m} = \frac{8,7}{0,35} = 24,85T/m^2 = 2,485kG/m^2$$



Hình 5-26. *sơ đồ tính toán tường dầm*

- Nội lực ở tiết diện bất kỳ của tường như sau:

Tìm các nội lực ở tiết diện I-I có y = 0,5m so với đỉnh tường (hình 5-26)

$$M_{I-I} = M_{CV} + H_{CV}.y'_{CV} - Q_{CV}^o\left(q_{CV} - \frac{d_t}{2}\right) - 0,5\sigma y_o\left(y - \frac{1}{3}y_o\right) - \frac{1}{2}d_t\mu_1.\frac{1}{2}\sigma y_o =$$

$$= 0,533 + 8,464(0,5 - 0,11) - 9,35(0,18 - 0,5.0,35) - 0,5 \times 53,5 \times 0,3116\left(0,5 - \frac{1}{3}0,316\right) -$$

$$- 0,5.0,35.0,3.0,5.53,5.0,316 = 0,003Tm$$

$$N_{I-I} = Q_{CV}^o + G_y - \mu_1.0,5\sigma y_o = 9,35 + 0,308 - 0,3.0,5.53,5.0,316 = 7,122T$$

$$Q_{I-I} = 0,5\sigma y_o - H_{CV} = 0,5.53,5.0,316 - 8,464 = 0,011T$$

- Kiểm tra tiết diện:

$$e_{I-I} = \frac{M_{I-I}}{N_{I-I}} = \frac{0,003}{7,122} = 0,004 < [e_{I-I}] = 0,167.0,35 = 0,0585 \Rightarrow \text{Đảm bảo an toàn.}$$

§4. TÍNH TOÁN THEO THUYẾT TỈ LỆ TUYẾN TÍNH VỎ CÓ VÒM GỐI LÊN TƯỜNG ĐỨNG

4.1. Những nét cơ bản của phương pháp tính toán

Phương pháp này so với phương pháp tính toán dựa vào thuyết đàn hồi, như trình bày ở trên, tuy không được chính xác bằng, song trong thực tiễn nó lại được sử dụng khá phổ biến. Cốt lõi của phương pháp này là bỏ qua sự biến dạng của tường có vòm cố định đàn hồi mà chỉ xét đến sự dịch chuyển (xoay) của bản thân tường và theo thuyết tỉ lệ tuyến tính xác định lực kháng đàn hồi sinh ra ở địa tầng sau tường do sự dịch chuyển này gây ra.

1. Tính vòm

Vòm đối xứng được kê lên gối đàn hồi trên tường, khi có tải trọng đối xứng tác dụng, phương trình chính tắc của vòm là:

$$\left.\begin{aligned} x_1\delta_{11} + \Delta_{1P} + \beta = 0 \\ x_2\delta_{22} + \Delta_{2P} + \beta y_c + \Delta = 0 \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}79)$$

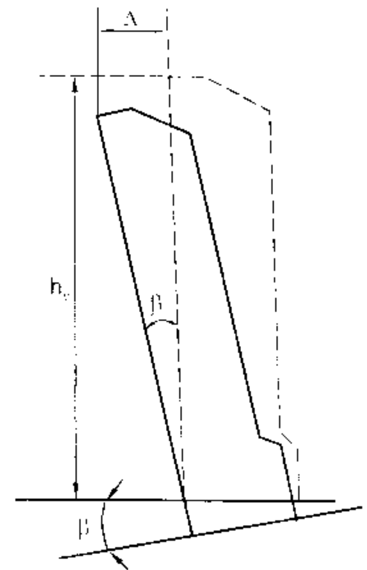
Trong đó:

x_1, x_2 - các ẩn số lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi,

β, Δ - chuyển vị xoay và chuyển vị ngang tại tiết diện chân vòm (hình 5-27). Chúng được biểu thị như sau:

$$\left.\begin{aligned} \Delta = \beta h \\ \beta = \beta_P + x_1\beta_1 + x_2\beta_2 \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}80)$$

β_P, β_1, β_2 - chuyển vị góc tại tiết diện chân vòm do lực ngoài $x_1 = 1$ và $x_2 = 1$.



Hình 5-27. *Sơ đồ chuyển vị của tường*

Thay các giá trị này vào công thức (5-79) và giải ra được:

$$\left.\begin{aligned} x_1 = M_1^0 = \frac{[\Delta_{2P} + (y_c + h_y)\beta_P]\beta_2 - (\Delta_{1P} + \beta_P)[\delta_{22} + (y_c + h_y)\beta_2]}{[\delta_{22} + (y_c + h_y)\beta_2](\delta_{11} + \beta_1) - \beta_1\beta_2(y_c + h_y)} = \frac{A_1 - B_1}{C_1 - D_2} \\ x_2 = H_2^0 = \frac{[\Delta_{1P} - \beta_P)\beta_1(y_c + h_y) - [\Delta_{2P} + (y_c + h_y)\beta_P](\delta_{11} + \beta_1)}{[\delta_{22} + (y_c + h_y)\beta_2](\delta_{11} + \beta_1) - \beta_1\beta_2(y_c + h_y)} = \frac{A_2 - B_2}{C_1 - D_2} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}81)$$

Cách xác định chuyển vị đơn vị δ_{ii} và chuyển vị Δ_{iP} đã đề cập ở phần trên nhưng các chuyển vị khác phải lấy tương ứng với nửa chiều rộng.

Các chuyển vị góc β_P, β_1 và β_2 có thể tìm được từ độ xoay của tường và điều

kiện cân bằng của nó. Tại mặt sau tường do tường bị xoay, lực kháng đàn hồi H và lực trượt S được sinh ra, còn tại móng tường phản lực (σ) và lực trượt S_1 phát sinh (hình 5-28)

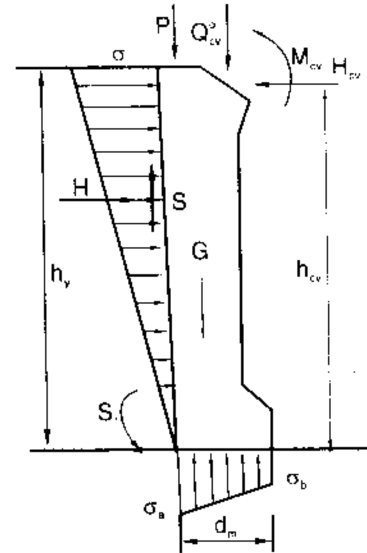
$$\left.\begin{aligned} H &= 0,5\sigma h_y \\ S &= \mu_1 H = 0,5\sigma h_y \mu_1 \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}82)$$

Góc xoay tại tiết diện chân vòm bằng góc xoay tại móng tường, do đó:

$$\beta = \frac{\Delta}{h_y} = \frac{\Delta_a - \Delta_b}{d_m} \qquad (5\text{-}83)$$

Theo Winkler quan hệ giữa chuyển vị và ứng suất ở đây là:

$$\Delta = \frac{\sigma}{K}, \Delta_a = \frac{\sigma_a}{K_1} \text{ và } \Delta_b = \frac{\sigma_b}{K_1}$$



Hình 5-28. *Sơ đồ tính tường vách*

Trong đó:

K, K_1- hệ số kháng đàn hồi của địa tầng sau tường và móng tường

Vậy:

$$\beta = \frac{\sigma}{h_y.K} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{K_1 d_m} \qquad (5\text{-}84)$$

hoặc:

$$\sigma_a - \sigma_b = \frac{\sigma.d_m}{h_y}.n \qquad (5\text{-}85)$$

Với: $$n = \frac{K_1}{K}$$

Thay công thức (5-85) vào phương trình cân bằng tĩnh lực, ΣM = 0 , ta có :

$$\Sigma M = M_{CV} + H_{CV}h_{CV} - S.0,5.d_m - H\frac{2}{3}h_y - \frac{d_m^3.\sigma}{12h_y}n + M_C^{'} = 0$$

Từ đây suy ra:

$$\sigma = \frac{12h_y(M_{CV} + H_{CV}.h_{CV} + M_C^{'})}{4h_y^3 + 3h_y^2 d_m \mu_1 + d_m^3 n} \qquad (5\text{-}86)$$

Thay (5-86) vào công thức (5-84) và triển khai ra:

$$\beta = \frac{\sigma}{h_y K} = \frac{12(M_{CV} + H_{CV}.h_1 + M_C^{'})}{K(4h_y^3 + 3h_y^2 d_m \mu_1 + d_m^3 n)} \quad (5\text{-}87)$$

Nhờ công thức (5-87) có thể xác định được β_1, β_2, và β_P

- Khi $x_1 = 1$

$$M_{CV} = 1;\ H_{CV} = 0; P_{CV} = 0 \text{ và } M_C^{'} = 0$$

Do đó:

$$\beta_1 = \frac{12}{K(4h_y^3 + 3h_y^2.d_m \mu_1 + d_m^3 n)} \quad (5\text{-}88)$$

- Khi $x_2 = 1$

$$M_{CV} = 1.y_C; H_{CV} = 1; P_{CV} = 0 \text{ và } M_C^{'} = 0$$

$$\beta_2 = \frac{12(y_c + h_{CV})}{K(4h_y^3 + 3h_y^2 d_m.\mu_1 + d_m^3 n)} \quad (5\text{-}89)$$

- Khi lực ngoài tác dụng:

$$\beta_P = \frac{12(M_{CV} + H_{CV}.h_{CV} + M_C^{'})}{K(4h_y^3 + 3h_y^2 d_m \mu_1 + d_m^3.n)} = \beta_1 M_C^o$$

Trong đó:

$M_C^{'}$ - mômen phụ thuộc vào trung tâm móng tường của các lực G, P và Q_{CV}^o

M_C^o - mômen phụ thuộc vào trung tâm móng tường của tất cả áp lực chủ động.

$$M_C^o = M_{CV} + H_{CV} h_{CV} + M_C^{'}$$

Thay các giá trị β_P, β_1 và β_2 này vào công thức (5-81) sẽ tìm được các ẩn số lực cơ bản tác dụng vào trung tâm đàn hồi và sau đó, dựa vào công thức (5-6) để xác định các nội lực tại tiết diện bất kì. Tiến hành kiểm tra tiết diện bằng công thức (5-7)

Kiểm tra độ chính xác của quá trình tính toán theo công thức sau đây:

$$\int_0^{S/2} \frac{M}{EJ} ds + \beta = 0 \quad (5\text{-}91)$$

2. Tính tường vách

Để chuyển vị ngang của chân tường không thể xảy ra cần thỏa mãn điều kiện sau:

$$H - H_{CV} = 0{,}5\sigma h_y - H_{CV} \le S_1 = (Q_{CV}^o + G + P - 0{,}5\sigma\mu_1 h_y)\mu_2 \quad (5\text{-}92)$$

Trong đó:

S_1 - lực trượt tại chân tường

μ_2 - hệ số ma sát giữa tường và địa tầng.

Áp lực lớn nhất σ của biểu đồ lực kháng đàn hồi xảy ra ở địa tầng mặt sau tường theo công thức (5-87) ta tìm được:

$$\sigma = h_y.K.\beta = h_y K(\beta_P + x_1\beta_1 + x_2\beta_2) \tag{5-93}$$

Các giá trị σ_a và σ_b tại chân móng tường:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{Q^o_{CV} + G + P}{d_m} + \frac{\sigma}{2}\left(\frac{d_m}{h_y}n - \mu_1\frac{h_y}{d_m}\right) \\ \sigma_b &= \frac{Q^o_{CV} + G + P}{d_m} - \frac{\sigma}{2}\left(\frac{d_m}{h_y}n - \mu_1\frac{h_y}{d_m}\right) \end{aligned}\right\} \tag{5-94}$$

Các giá trị σ, σ_a và σ_b tìm được không được vượt sơ đồ ứng suất cho phép của địa tầng tương ứng. Các nội lực phát sinh tại tiết diện bất kì của tường tìm được theo công thức (5-48), kiểm tra tiết diện cũng dựa vào công thức (5-7).

4.2. Bài toán ví dụ

Một phân xưởng chính ở độ sâu so với mặt đất là 120m được bố trí với các phân xưởng khác bằng các trụ đá hợp lý. Hình dạng và kích thước tiết diện ngang bên trong của gian cơ khí thể hiện trên hình (5-29) có chiều dài là 80m.

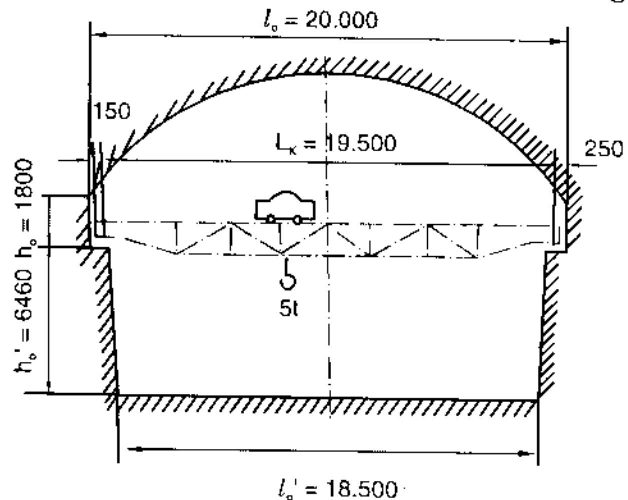
Theo bản đồ địa hình và bản đồ địa chất, tường hầm này được bố trí theo sống núi không bị phân cắt mạnh. Đây là địa tầng đá cát kết có độ cứng trung bình, tương đối chặt sít với hệ số cường độ $f_c = 6$, $\varphi = 75^o$. Nước dưới đất không gây ảnh hưởng đến công trình.

Hãy tính toán thiết kế vỏ công trình ngầm theo điều kiện đã cho.

Bài giải.

1. Xác định kích thước vỏ hầm

Cấu tạo vỏ hầm gồm: bên trên là vòm cung tròn kê lên tường cứng ở vị trí cao hơn đường ray của cần trục, phần tường ở thấp hơn đường ray, để đảm bảo an toàn, chọn vỏ tương đối mỏng có bố trí neo gim ở vách nghiêng (hình 5-30).



Hình 5-29. *Kích thước tiết diện ngang bên trong hầm*

Xác định kích thước dự kiến của vòm.

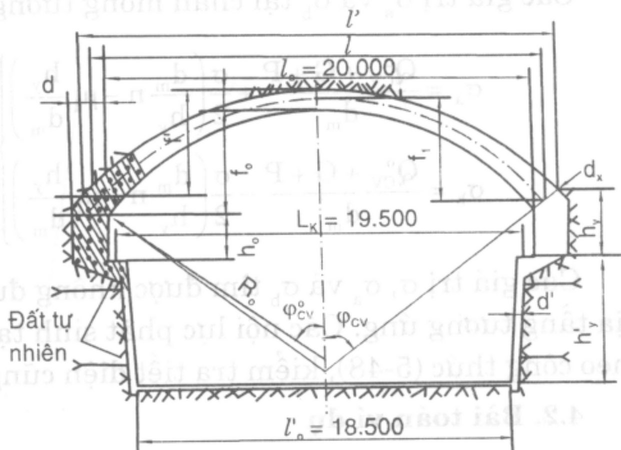
Giá trị đặc trưng kích thước thông thủy của vòm lấy theo bảng (5-1) được $\beta = 4$. Vậy ta có:

$$f_o = \frac{l_o}{\beta} = \frac{20}{4} = 5,0\text{m}$$

$$R_o = \frac{f_o(4 + \beta^2)}{8} = \frac{5(4 + 4^2)}{8} = 12,5\text{m}$$

$$\sin\varphi^o_{CV} = \frac{l_o}{2R_o} = \frac{20}{2.12,5} = 0,8 \Rightarrow \varphi^o_{CV} = 53^o8' \text{ và } \cos\varphi^o_{CV} = 58^o8' = 0,5999$$

Đây là công trình ngầm có tiết diện ngang lớn, độ dày ở đỉnh vòm tính theo công thức $d_o = \frac{l_o}{20}$ rút ra từ biểu (5-3). Để giảm công đào phá ta dùng kết cấu vỏ bằng bê tông cốt thép và theo đó chiều dày của vỏ hầm cũng giảm đi nhiều nhưng vẫn đảm bảo an toàn và điều kiện sử dụng.



Hình 5-30. *Hình dạng và kích thước cấu tạo vỏ hầm*

Sau khi phân tích tài liệu và kinh nghiệm xây dựng tạm thời lấy:

$$d_o = \frac{l_o}{25} = \frac{20}{25} = 0,8\text{m}$$

Chiều dày tiết diện chân vòm theo bảng (5-3), ta chọn:

$$d_{CV} = 1,5d_o = 1,5.0.8 = 1,2\text{m}$$

Các chỉ số của đường trục vòm được tìm như sau

• Chiều rộng:

$$l_1 = l_o + d_{CV}\sin\varphi^o_{CV} = 20 + 1,2.0,8 = 20,96\text{m}$$

• Chiều cao vòm:

$$f_1 = f_o + 0,5d_o - 0,5d_{CV}\cos\varphi^o_{cv} = 5 + 0,5.0,8 - 0,5.1,2.0,5999 = 5,04\text{m}$$

• Nửa góc ở tâm:

$$\sin\varphi_{CV} = \frac{4f_1 l_1}{4_1^2 + l_1^2} = \frac{4.5,04.20,96}{4.5,04^2 + 20,96^2} = 0,7812 \Rightarrow \varphi_{CV} = 51^o22' \text{ và } \cos\varphi_{CV} = 0,6244$$

Vậy tìm giá trị tính toán của đường trục sau chót gần đúng hơn như sau:

$l = l_o + d_{CV}\sin\varphi_{CV} = 20 + 1,2.0,7812 = 20,94\text{m}$

$f = f_o + 0,5d_o - 0,5d_{CV}\cos\varphi_{CV} = 5 + 0,5.0,8 - 0,5.1,2.0,6244 = 5,03\text{m}$

$$r = \frac{l}{2.\sin\varphi_{CV}} = \frac{20,94}{2.0,7812} = 13,40\text{m}$$

$\varphi_{CV} = 51^o22 = 0,896$ rađian.

Các kích thước phía ngoài của vòm:

$l' = l + d_{CV}\sin\varphi_{CV} = 20,94 + 1,2.0,7812 = 21,88$m

$f' = f + 0,5d_o - 0,5d_{CV}\cos\varphi_{CV} = 5,03 + 0,5.0,8 - 0,5.1,2.0,6244 = 5,06$m

$$R' = \frac{4f'^2 + l'^2}{8f'} = \frac{4.5,06^2 + 21,88^2}{8.5,06} = 14,36\text{m}$$

- Dự kiến chọn kích thước tường vách hầm:

Chiều dày tường hầm không giống nhau và địa tầng vách hầm chặt sít và ổn định cho nên chọn đoạn tường phía trên đường ray kê lên địa tầng và đào giật cấp về phía địa tầng. Phần dưới của tường hầm được gia cố với chiều dày tương đối mỏng (hình 5-30). Kích thước đoạn tường phía trên như sau.

$d_t = 1,2d_{CV} = 1,2 \times 1,2 \approx 1,4$m

$\Delta d = d_t - d_{CV}\sin\varphi_{CV} = 1,4 - 1,2.0,7812 = 0,46$ m

Để thuận tiện ta lấy chiều dày móng tường $d_m = d_t = 1,4$m và tổng chiều cao của tường h_y là:

$h_y = h_o + d_m\cos\varphi_{CV} = 1,8 + 1,2.0,6244 = 2,54$m

Địa tầng thuận lợi cho nên phần tường phía dưới dùng kết cấu bê tông cốt thép có cùng độ dày và được tăng cường độ ổn định bằng neo gim vào vách đá sau tường. Độ dày của bê tông cốt thép $d_t' = 0,3$m và được chôn sâu bằng độ dày của tường.

Độ cao của bệ đặt cần trục $h_{ct} = 0,5$m.

2. Xác định tải trọng tính toán tác dụng vào vỏ hầm

Tải trọng tác dụng vào vỏ hầm gồm địa áp và trọng lượng bản thân. Địa áp được xác định theo thuyết tạo vòm cân bằng tự nhiên (công thức 3-8).

Trong trường hợp này, nửa chiều rộng của vòm cân bằng tự nhiên được xác định theo mặt phá hủy (biến dạng phá hủy) tìm được bằng cách chọn mặt ngoài của phần phía trên làm chuẩn. Như vậy cần phải giải quyết kết cấu sao cho phần tường phía trên gối lên địa tầng và nằm ngoài mặt phá hủy được vạch ra bằng cách lấy mặt đáy của phần tường phía dưới làm mốc. Thành thử, nửa chiều rộng của vòm biến dạng là :

$$a_1 = a + h\text{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = (0,5l_o + d_t) + (h_y + f')\text{tg}\left(45° - \frac{75°}{2}\right) =$$

$$= 10 + 1,4 + (2,54 + 5,06)\ \text{tg}\ 7°30' = 12,4\text{m}$$

Chiều cao vòm biến dạng:

$$h_1 = \frac{a_1}{f_c} = \frac{12,4}{6} = 2,1m$$

Coi địa áp thẳng đứng là tải trọng phân bố đều và có độ lớn :

$$q_d = \gamma_d . h_1 = 2,8.2,1 = 6T/m^2$$

Chuyển trọng lượng bản thân vòm thành tải trọng phân bố đều:

$$q_V = 0,5\left(d_o + \frac{d_{CV}}{\cos\varphi_{CV}}\right)\gamma_{bt} = 0,5\left(0,8 + \frac{1,2}{0,6244}\right)2,4 = 3,24T/m^2$$

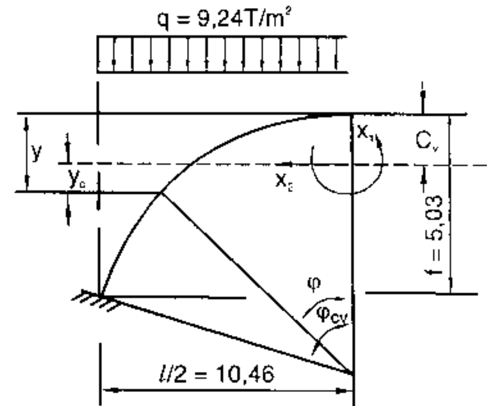
Vậy tổng tải trọng thẳng đứng phân bố đều là

$$q = q_d + q_v = 6 + 3,24 = 9,24\ T/m^2$$

3. Tính toán vòm:

Ta coi vòm dạng cung tròn không khớp gối đàn hồi kê lên tường. Hệ cơ bản của vòm thể hiện trên hình 5-31.

Để thuận tiện trong việc xác định nội lực tại các tiết diện dùng phương pháp tính vòm cung tròn có tiết diện không đổi ($F_o = F_{cv}$). Tuy nhiên để đảm bảo tính toán chính xác nhất thiết phải dùng phương pháp tính toán vòm cung tròn tiết diện thay đổi (ví dụ 2 mục 3-3 Chương V).



Hình 5-31. *Hệ cơ bản*

Trung tâm đàn hồi C được tính theo công thức (5-57)

$$C = \frac{f}{3}\left(\beta_o' + \beta_o''\right) = \frac{5,03}{3}(1,022 + 0,00187) = 1,713m$$

$$\beta_o' = \frac{3}{1-\cos\varphi_{cv}}\left(1 - \frac{\sin\varphi_{cv}}{\varphi_{cv}}\right) = \frac{3}{1-0,6244}\left(1 - \frac{0,7812}{0,896}\right) = 1,022 \text{ và}$$

$$\beta_o'' = \left(\frac{d_o}{r}\right)^2 \frac{\sin\varphi_{cv}}{4(1-\cos\varphi_{cv})} = \left(\frac{0,8}{13,4}\right)^2 \frac{0,7812}{4(1-0,6244)} = 0,00187$$

Các ẩn số lực tác dụng vào trung tâm đàn hồi x_1 và x_2 tìm theo công thức (5-81). Như vậy phải tìm các chuyển vị cơ bản $\delta_{11}, \delta_{22}, \Delta_{1P}, \Delta_{2P}, \beta_1, \beta_2$ và β_P:

$$\delta_{11} = \frac{r.\varphi_{cv}}{EJ_o}$$

$$J_o = \frac{n.d_o^3}{12} = \frac{1.0,8^3}{12} = 0,042667m^4 = 4267.10^{-5}m^4$$

$$EJ_o = 4267.10^{-5}.26.10^5 = 110942Tm^2$$

Vậy: $\delta_{11} = \frac{13,4.0,896}{110942} = 11.10^{-5}m$

$$\delta_{22} = \frac{r^3.\varphi_{cv}.K_o}{EJ_o} = \frac{13,4^3.0,896}{110942}.0,0154 \approx 30.10^{-5}m$$

Ở đây:

$$K_o = K_1\left[1 + \frac{1}{12}\left(\frac{d_0}{r}\right)^2\right] - K_2\left(\frac{C}{r}\right) - K_3$$

$$K_1 = 0,5\left(1 + \frac{\sin\varphi_{cv}\cos\varphi_{cv}}{\varphi_{cv}}\right) = 0,5\left(1 + \frac{0,7812.0,6244}{0,896}\right) = 0,772$$

$$K_2 = 1 - \frac{\sin\varphi_{cv}}{\varphi_{cv}} = 1 - \frac{0,7812}{0,896} = 0,13$$

$$K_3 = \frac{2\sin\varphi_{cv}}{\varphi_{cv}} - 1 = 1,74 - 1 = 0,74$$

$$K_o = 0,772\left[1 + \frac{1}{12}\left(\frac{0,8}{13,4}\right)^2\right] - 0,13\frac{1,713}{13,4} - 0,74 = 0,0154$$

Các chuyển vị của tải trọng tính theo công thức (5-60) (các giá trị tương ứng nửa chiều rộng vòm)

$$\Delta_{1P} = \frac{a_1.q.r^3}{2EJ_o} = \frac{-0,2043.9,24.13,4^3}{2.110942} = -2025.10^{-5}m$$

$$a_1 = -0,5(\varphi_{cv} - \sin\varphi_{cv}.\cos\varphi_{cv}) = 0,5(0,896 - 0,7812.0,6744) = -0,2042$$

$$\Delta_{2P} = \frac{b_1q.r^3}{2EJ_o} = \frac{-0,257.9,24 - 13,4^3}{2.110942} = -2585.10^{-5}m$$

$$b_1 = a_1(r - c) + \frac{r}{3}\sin^3\varphi_{CV} = -0,2043(13,4 - 1,713) + \frac{13,4}{3}.0,7813^3 = -0,257$$

- Chuyển vị góc b_1 được tìm dựa vào công thức (5-88) với $x_1 = 1$

$$\beta_1 = \frac{12}{K(4h_y^3 + 3h_y^2.d_m.\mu_1 + d_m^3 n)} =$$

$$= \frac{12}{7.10^4(4.2,54^3 + 3.2,54^2.1,4.0,4 + 1,4^3.1,343)} = 0,214.10^{-5}$$

Các hệ số kháng đàn hồi cần lấy các giá trị thí nghiệm đối với địa tầng tương ứng, nhưng ở đây không có số liệu thí nghiệm. Vì vậy, phải tính gần đúng như sau. Hệ số kháng đàn hồi K của địa tầng sau tường tính theo công thức (2-75 và 2-76).

$$K = \frac{K_o}{R} = \frac{K_o}{a} = \frac{800}{11,4} \approx 70kG/cm^3 = 7.10^4 T/m^3$$

Trong đó:

a - nửa bán kính hầm (=11,4m);

K_o - hệ số kháng đàn hồi cục bộ (tra bảng 2-15 được $K_o \approx 800kG/cm^3$).

Và:

$$n = \frac{K_1}{K} = \frac{9,4.10^4}{7.10^4} = 1,343$$

$$K_1 = K\sqrt{\frac{F}{F_1}} = 7.10^4\sqrt{\frac{2,54}{1,4}} = 9,4.10^4 T/m^3$$

Hệ số trượt giữa tường và địa tầng $\mu_1 = 0,4$.

- Chuyển vị góc β_2 tìm được theo công thức (5-89) ứng với $x_2 = 1$.

$$\beta_2 = \beta_1(y_c + h_{CV}) = 0,214.10^{-5}(3,317 + 2,17) = 1,17.10^{-5}$$

Vì: $y_c = f - c = 5,03 - 1,713 = 3,317m$ và $y_c + h_y = 3,317 + 2,54 = 5,857m$

$$h_{CV} = h_y - 0,5d_{CV}.\cos\varphi_{CV} = 2,54 - 0,5.1,2.0,6244 = 2,17m$$

- Chuyển vị góc β_P do tải trọng ngoài tìm theo công thức (5-90):

$$\beta_P = \beta_1 M_C^o = 0,214.10^{-5}(-528) = -113.10^{-5}$$

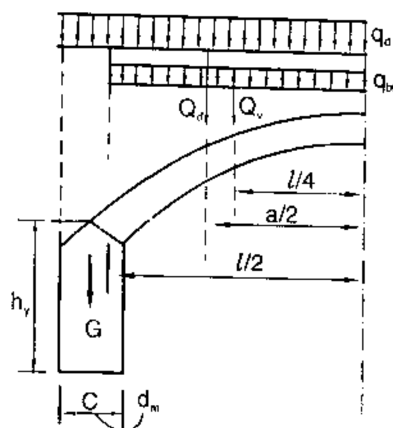
Trong đó:

M_C^o - mômen tại tâm đáy do địa áp và trọng lượng bản thân (hình 5-32).

$$M_C^o = G\frac{1}{2}(d_m - d_t) - Q_V\left(a - \frac{l}{4} - \frac{d_m}{2}\right) - Q_d\frac{1}{2}(a - d_m) =$$

$$= 8,5.\frac{1}{2}.0 - 34\left(11,4 - \frac{20,94}{4} - \frac{1,4}{2}\right) -$$

$$- 68,4.\frac{1}{2}(11,4 - 1,4) = -528Tm$$



Hình 5-32. *Sơ đồ tìm mômen đối với tâm móng tường*

(*) $G = h_y.d_t\gamma_{bt} = 2,54.1,4.2,4 = 8,5T$

$$Q_V = q_{bt}.\frac{l}{2} = 3,24.0,5.20,94 = 34T$$

$$Q_đ = q_đ.a = 6.11,4 = 68,4T$$

Vậy tập hợp các kết quả tính toán chuyển vị ở trên là:

$$\delta_{11} = 11.10^{-5}, \delta_{22} = 30.10^{-5}; \Delta_{1P} = -2025.10^{-5} \text{ và } \Delta_{2P} = -2585.10^{-5}$$

$$\beta_1 = 0,214.10^{-5}, \beta_2 = 1,17.10^{-5} \text{ và } \beta_P = -113.10^{-5}.$$

Để tìm các ẩn số lực cơ bản theo công thức (5-81) ta cần tính các thông số phụ trợ sau:

$$A_1 = [\Delta_{2P} + (y_c + h_y)\beta_P]\beta_2 = [-2585.10^{-5} + 5,857.(-113.10^{-5})]1,17.10^{-5} = -3799.10^{-10}$$

$$B_1 = (\Delta_{1P} + \beta_P)[\delta_{22} + (y_c + h_y)\beta_2] = (-2025.10^{-5} - 113.10^{-5})(30.10^{-5} + 5,857.1,17.10^{-5})$$
$$= -78785.10^{-10}$$

$$A_2 = [\Delta_{1P} + \beta_P]\beta_1.(y_c + h_y) = (-2025.10^{-5} - 113.10^{-5})0,214.10^{-5}.5,857 = -2690.10^{-10}$$

$$B_2 = [\Delta_{2P} + (y_c + y_h)\beta_P](\delta_{11} + \beta_1) =$$
$$= [-2585.10^{-5} + 5,857.(-113.10^{-5})](11.10^{-5} + 0,214.10^{-5}) = -36412.10^{-10}$$

$$C_1 = [\delta_{22} + (y_c + h_y)\beta_2](\delta_{11} + \beta_1) = (30.10^{-5} + 5,857.1,17.10^{-5})(11.10^{-5} + 0,214.10^{-5}) =$$
$$= 413.10^{-10}$$

$$D_2 = \beta_1.\beta_2(y_c + h_y) = 0,214.10^{-5}.1,17.10^{-5}.5,857 = 1,47.10^{-10}$$

Thành thử:

$$x_1 = \frac{A_1 - B_1}{C_1 - D_2} = \frac{-3799.10^{-10} + 7878785.10^{-10}}{413.10^{-10} - 1,47.10^{-10}} = 182,5Tm$$

$$x_2 = \frac{A_2 - B_2}{C_1 - D_2} = \frac{-2690.10^{-10} + 36412.10^{-10}}{413.10^{-10} - 1,47.10^{-10}} = 82T$$

Nội lực tại tiết diện bất kì của vòm tính theo công thức (5-55)

- Tại tiết diện đỉnh vòm:

$$M_o = x_1 - x_2.c = 182,5\text{-}82.1,713 = 42Tm$$

Lực dọc trục:

$$N_o = x_2 = 82T$$

Kiểm tra tiết diện:

$$e_o = \frac{M_o}{N_o} = \frac{42}{82} = 0,512 > [e_o] = \frac{d_o}{6} = \frac{0,8}{6} = 0,13$$

Nghĩa là trong tiết diện xảy ra ứng suất kéo. Tiến hành kiểm tra ứng suất (theo phương pháp vật liệu chịu nén lệch tâm làm bằng bê tông không cốt thép).

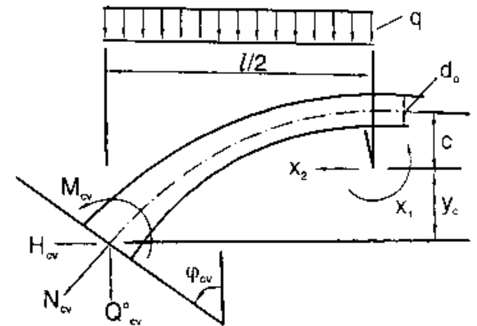
$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{N_o}{F_o} \pm \frac{M_o}{W_o} = \frac{82}{0,8} \pm \frac{45.6}{0,8^2} = 102,5 \pm 394$$

$$\sigma_{max} = 496,5T/m^2 < [\sigma_n] = 500T/m^2$$

$$\sigma_{min} = -291,5T/m^2 > [\sigma_K] = 45T/m^2$$

Cũng có thể tìm $[\sigma_n]$ và $[\sigma_K]$ bằng cách tra bảng phụ lục PL-9 và phụ lục PL-10.

Như vậy, đối với kết cấu bê tông không cốt thép không thể đảm nhận được ứng suất kéo xảy ra tại tiết diện ở đỉnh.



Hình 5-33. *Sơ đồ tính nội lực ở tiết diện chân vòm*

- Tại tiết diện chân vòm (hình 5-33):

$$M_{CV} = x_1 + x_2 y_C - \frac{ql^2}{8}$$

$$= 182,5 + 82.3,317 - \frac{9,24.20,94^2}{8} = -55,5Tm$$

$$N_{CV} = \frac{ql}{2}\sin\varphi_{CV} + x_2\cos\varphi_{CV}$$

$$= \frac{9,24.20,94}{2}.0,7812 + 82.0,6244 = 126,5Tm$$

$$e_o = \frac{M_{CV}}{N_{CV}} = \frac{55,5}{126,5} = 0,44 > [e_{CV}] = \frac{1,20}{6} = 0,20$$

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{N_{CV}}{F_{CV}} \pm \frac{M_{CV}}{W_{CV}} = \frac{126,5}{1,2} \pm \frac{55,5.6}{1,2^2} = 105 \pm 231$$

$$\sigma_{max} = 336T/m^2 < [\sigma_n] = 500T/m^2$$

$\sigma_{min} = -126 > [\sigma_K] = 45T/m^2$. Ứng suất kéo đều lớn hơn ứng suất kéo giới hạn cho phép cho nên cần bố trí cốt thép trong bê tông.

- Tại tiết diện $x = \frac{l}{4}$

$$\sin\varphi_{l/4} = \frac{l}{4r} = \frac{20,94}{4.13,4} = 0,3907 \Rightarrow \varphi_{l/4} = 23^\circ \text{ và } \cos\varphi_{l/4} = 0,9205$$

$$y' = r - r\cos 23^\circ = 13,4(1 - 0,9205) = 1,07m$$

$$y = c - y' = 1,713 - 1,07 = 0,643m$$

Mô men uốn:

$$M_{l/4} = x_1 - x_2 y - \frac{ql}{4}.\frac{l}{8} = 182,5 - 82.0,643 - \frac{9,24.20,94^2}{32} = 2,7m$$

Lực dọc trục:

$$M_{l/4} = \frac{9l}{4}\sin\varphi_{l/4} + x_2\cos\varphi_{l/4} = \frac{9,24.20,94}{4}0,3907 + 82.0,9205 = 92,3Tm$$

$$e_{l/4} = \frac{M_{l/4}}{N_{l/4}} = \frac{2,7}{92,3} = 0,029 < [e_{l/4}] = \frac{0,98}{6} = 0,163m$$

Tại tiết diện này là an toàn vì chỉ có ứng suất nén (tất nhiên vẫn cần kiểm tra ứng suất). Qua kiểm tra tại 3 tiết diện cho thấy đều cần bố trí cốt thép. Lượng cốt thép được tính theo phương pháp cấu kiện có tiết diện chữ nhật chịu nén lệch tâm (xem giáo trình kết cấu BTCT)

4. Tính toán tường vách:

Sơ đồ tải trọng tác dụng vào tường xem hình 5-34.

Tải trọng từ vòm truyền xuống tường:

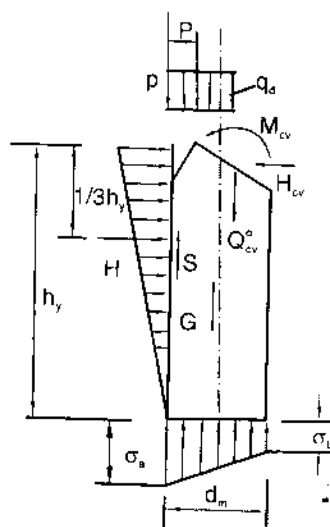
- Mô men tác dụng vào đoạn tường trên

M_{CV} = -55,5Tm

- Lực thẳng đứng : $Q^o_{CV} = \frac{ql}{2} = \frac{9,24.20,94}{2} = 97T$

- Áp lực ngang: $H_{CV} = x_2 = 82T$

- Địa áp (hợp lực) thẳng đứng tác dụng vào tường ở đoạn trên:



Hình 5-34. *Sơ đồ tải trọng tác dụng vào tường*

$$P = \left(a - \frac{l}{2}\right)q_d = \left(11,4 - \frac{20,94}{2}\right).6 = 5,58T$$

- Trọng lượng bản thân tường G = 8,5T

Ngoài ra, lực kháng đàn hồi của tải trọng bị động còn tác dụng vào lưng tường và đáy móng tường.

Cường độ lực kháng đàn hồi ở mặt sau tường tính theo công thức (5-93):

$$\sigma = h_y.K.(\beta_P + x_1\beta_1 + x_2\beta_2)$$
$$= 2,54.10^4(-113.10^{-5} + 182,5.0,214.10^{-5} + 82.1,17.10^{-5}) = 39,1T/m^2$$

Phản lực tại đáy móng tường tính theo công thức (5-94)

$$\sigma_a = \frac{Q^o_{CV} + G + P}{d_m} + \frac{\sigma}{2}\left(\frac{d_m}{h_y}n - \mu_1\frac{h_y}{d_m}\right) =$$
$$= \frac{97 + 8,5 + 5,58}{1,4} + \frac{39,1}{2}\left(\frac{1,4}{2,54}.1,343 - 0,4\frac{2,54}{1,4}\right) = 79,5T/m^2 < [\sigma_d] = 100T/m^2$$

$$\sigma_b = \frac{Q^o_{CV} + G + P}{d_m} - \frac{\sigma}{2}\left(\frac{d_m}{h_y}n + \mu_1\frac{h_y}{d_m}\right) =$$
$$= \frac{97 + 8,5 + 5,58}{1,4} - \frac{39,1}{2}\left(\frac{1,4}{2,54}.1,343 + 0,4\frac{2,54}{1,4}\right) = 50,6T/m^2 < [\sigma_d] = 100T/m^2$$

Kiểm tra độ chuyển vị của móng tường theo công thức (5-92). Lực gây ra chuyển vị :

$$H - H_{CV} = 0,5\sigma.h_y - H_{CV} = 0,5.39,1.2,54-82 = -32,3T.$$

Lực ma sát tại đáy móng tường :

$$S_1 = (Q^o_{CV} + G + P - 0,5\mu_1\sigma h_y)\mu_2 = (97 + 8,5 + 5,58 - 0,5.0,4.39,1.2,54)0,6 = 54,7T$$

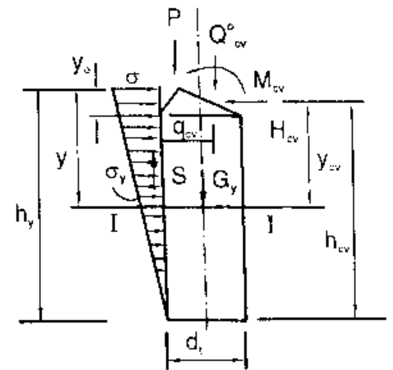
Trong đó:

$\mu_2 = 0,6$ - hệ số ma sát tại đáy móng tường

$H - H_{CV} = 32,3T < S_1 = 54,7T$

Vậy tường không bị chuyển vị.

- Bây giờ xác định nội lực và kiểm tra tiết diện bất kì của tường (hình 5-35).



Hình 5-35. *Sơ đồ tính nội lực ở các tiết diện tường*

Khoảng cách từ đỉnh tường đến tiết diện I-I là $y = \frac{h_y}{2}$, nội lực tại tiết diện này tính theo công thức (5-48):

$$M_{I-I} = M_{CV} + H_{CV}.y_{CV} - Q^o_{CV}(q_{CV} - 0,5d_t) +$$
$$+P(0,5d_t - p) - \frac{\sigma}{3}y^2 - \frac{\sigma_y}{6}y^2 - \frac{d_t}{2}\mu_I\frac{y}{2}(\sigma + \sigma_y)$$
$$= M_{CV} + H_{CV}(y - 0,5y_o) - Q^o_{CV}(a - 0,5l - 0,5d_t) + P[0,5d_t - (a - 0,5l)0,5] -$$

$$-\frac{\sigma}{3}y^2-\frac{\sigma_y}{6.2}y^2-0,5d_t.\mu_1.0,5y(\sigma+0,5\sigma)=$$

$$=-55,5+82(0,5.2,54-0,5.0,74)-97(11,4-0,5.20,94-0,5.1,4)+$$

$$+5,58\left[1,4-(11,4-0,5.20,94)0,5\right]-\frac{1}{3}.39,1.\frac{2,54^2}{4}-\frac{39,1}{6.2}.\frac{2,54^2}{4}-$$

$$-0,5.1,4.0,4\frac{2.54}{4}(39,1+0,5.39,1)=-35,55\text{Tm}$$

$$N_{I-I}=Q^o_{CV}+P+G_y-\mu_1 0,5y(\sigma+\sigma_y)=97+5,58-4,25-0,4\frac{2,54}{4}\left(39,1+\frac{39,1}{2}\right)=91,79\text{T}$$

Kiểm tra ứng suất tại tiết diện I-I.

$$\sigma_{\substack{max\\min}}=\frac{N}{F}+\frac{M}{W}=\frac{91,79}{1,4}\pm\frac{35,55}{0,327}=65,8\pm108,5$$

$$\sigma_{max}=174,3\text{T/m}^2=17,43\text{kG/cm}^2<\left[\sigma_n\right]=50\text{kG/cm}^2$$

$$\sigma_{min}=-42,7\text{T/m}^2=-4,27\text{kG/cm}^2<\left[\sigma_k\right]=4,5\text{kG/cm}^2$$

Vậy tiết diện tường đảm bảo an toàn.

Tiếp theo cần tiến hành tìm nội lực và kiểm tra đối với các tiết diện khác theo phương pháp như trên đây.

Thông qua quá trình tính kết cấu của vỏ phần phía trên ray cần cẩu như trên cho ta thấy trong quá trình tính toán đã đưa ra một số giả định sau đây.

1) Không xét đến tải trọng của cần trục trong tính toán kết cấu vỏ hầm.

Ảnh hưởng của tải trọng cần trục (5T), trong bài toán này, trên thực tế lại có tác dụng tốt đến sự làm việc của phần công trình phía trên.

2) Để tạo điều kiện thuận lợi trong tính toán, lấy chiều dày của móng phần tường phía trên (phần tường ở trên ray cần trục) bằng chiều dày tường $d_m = d_t$. Nghĩa là chọn nhỏ hơn chiều dày thực tế.

3) Không xét đến ảnh hưởng của đoạn tường phía dưới (phần tường ở dưới ray cần trục) trong tính toán kết cấu.

Như vậy, các giả định đều nhằm giúp quá trình tính toán kết cấu được thuận tiện. Việc tính toán kết cấu phần bên dưới của tường đơn giản (xem § 4 chương 4). Trường hợp phần tường phía dưới thẳng đứng và móng (hoặc tiết diện chân vòm) của phần tường phía trên lại nằm trong mặt phá hủy của phần tường phía dưới thì cần tính toán sao cho phần tường phía dưới đảm nhận thêm tải trọng có tính chất bổ sung từ phần tường phía trên truyền xuống.

§5. TÍNH TOÁN VỎ HẦM HÌNH TRÒN

5.1. Khái niệm

Vỏ hầm hình tròn chủ yếu được sử dụng trong vùng đất yếu và đặc biệt phổ biến đối với các đường hầm dẫn nước có áp lực. Vỏ loại này, tải trọng từ bên ngoài hoặc áp lực nước từ phía trong tác dụng vào trục vỏ hầm theo kiểu phân bố đều, ở trong tiết diện vỏ chỉ phát sinh lực nén và kéo do đó nó là loại kết cấu ưu việt.

Tính toán vỏ hầm hình tròn có 2 phương pháp chính: Phương pháp tính toán xem nó là khuyên tròn biến dạng tự do và phương pháp coi nó là khuyên tròn trong môi trường đàn hồi để tính toán.

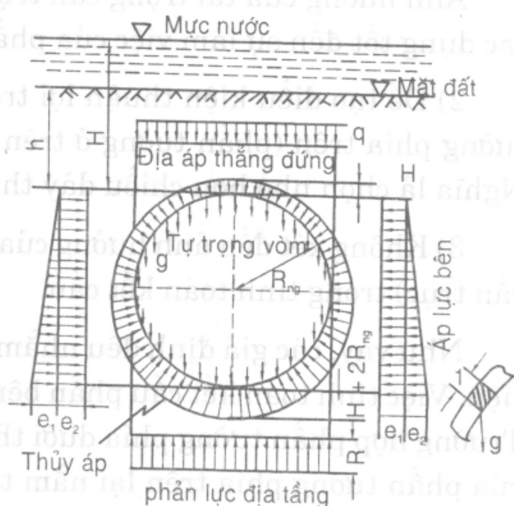
Phương pháp khuyên tròn biến dạng tự do phù hợp đối với việc tính toán vỏ được xây dựng trong địa tầng yếu, tầng đất ở trạng thái bão hòa, không gây ảnh hưởng đáng kể đến biến dạng của vỏ hầm. Và phương pháp này còn được áp dụng đối với vỏ hình tròn có cường độ vỏ rất lớn hoặc dùng cho việc kiểm tra cường độ của vỏ lắp ghép ở giai đoạn lắp ghép vỏ nhưng lúc này giả định là phản lực của địa tầng đối với đáy móng vỏ tác dụng phân bố đều.

Phương pháp tính theo khuyên tròn trong môi trường đàn hồi áp dụng khi độ cứng của vỏ không lớn và địa tầng xung quanh vỏ rắn chắc. Trong trường hợp này sức kháng của địa tầng hoàn toàn phụ thuộc vào sự biến dạng của vỏ hầm và phương pháp tính toán dựa vào thuyết tỉ lệ tuyến tính.

Phương pháp được sử dụng rộng rãi nhất là phương pháp do O.E.Bugaeva đề xướng.

5.2. Tóm tắt phương pháp tính toán vỏ khuyên tròn biến dạng tự do

Khi tải trọng ngoài (địa áp, trọng lượng bản thân, áp lực nước...) tác dụng vào vỏ sẽ phát sinh phản lực từ địa tầng ở phía đáy vỏ. Tuy nhiên, việc giải thích chính xác về biểu đồ phản lực này vẫn chưa được thỏa đáng. Do đó ở đây sẽ chỉ đề cập đến trường hợp cho rằng, phản lực của địa tầng được phân bố đều (hình 5-36). Hệ cơ bản chọn như hình 5-37.



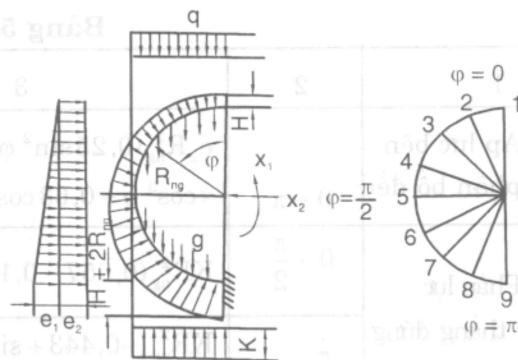
Hình 5-36. *Sơ đồ tải trọng.*

Ở hệ cơ bản này, các ẩn số lực xác định như sau:

$$\left.\begin{aligned} x_1 &= -\frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} \\ x_2 &= -\frac{\Delta_{2P}}{\delta_{22}} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}95)$$

Trong đó:

δ_{ii}, Δ_{ip} - chuyển vị đơn vị và chuyển vị tải trọng.



Hình 5-37. *Hệ cơ bản*

Các nội lực tại tiết diện bất kỳ tính như sau:

$$\left.\begin{aligned} M &= M_P^o + x_1 - x_2 R_{ng}.\cos\varphi \\ N &= N_p^o + x_2 \cos\varphi \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}96)$$

M_p^o, N_p^o - mômen, lực dọc trục xảy ra tại tiết diện đang xét của hệ cơ bản do lực bên ngoài;

R_{ng} - bán kính ngoài của vỏ hình tròn;

φ - nửa góc ở tâm của tiết diện đang xét.

Khi có các tải trọng tác dụng sẽ tìm được các nội lực tại các tiết diện bất kỳ một cách dễ dàng theo bảng 5-22.

Bảng 5-22. Công thức tính vỏ khuyên tròn biến dạng tự do

Tải trọng (H.5-36)	Giới hạn dùng công thức (φ)	Các nội lực trong tiết diện bất kỳ		Phản lực của địa tầng
		M	N	
Tải trọng của vỏ	$0 - \pi$	$gR_{ng}^2(1 - 0,5\cos\varphi - \varphi\sin\varphi)$	$gR_{ng}(\varphi\sin\varphi - 0,5\cos\varphi)$	3,14g
Áp lực thẳng đứng	$0 - \frac{\pi}{2}$	$q.R_{ng}^2(0,193 + 0,106\cos\varphi - 0,5\sin^2\varphi)$	$q.R_{ng}(\sin^2\varphi - 0,106\cos\varphi)$	q
	$\frac{\pi}{2} - \pi$	$qR_{tr}(0,693 + 0,106\cos\varphi - \sin\varphi)$	$q.R_{ng}(\sin\varphi - 0,106\cos\varphi)$	q
Thủy áp	$0 - \pi$	$-R_{ng}^3(0,5 - 0,25\cos\varphi - 0,5\sin\varphi)$	$R_{tr}^2(1 - 0,25\cos\varphi - 0,5\sin\varphi) + h.R_{ng}$	$-1,57R_{ng}$
Áp lực bên phân bố đều	$0 - \pi$	$e_1R_{ng}^2(0,25 - 0,5\cos^2\varphi)$	$e_1R_{ng}\cos^2\varphi$	-

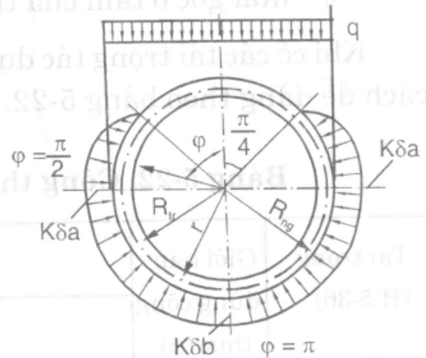
Bảng 5-22 ***(tiếp theo)***

1	2	3	4	5
Áp lực bên phân bố đều	$0-\pi$	$e_2R_{ng}^2(0,25\sin^2\varphi+0,083)\times$ $\times\cos^3\varphi-0,63\cos\varphi-0,125$	$e_2R_{ng}\cos\varphi(0,063+$ $+0,5\cos\varphi-0,25\cos^2\varphi)$	-
Phản lực thẳng đứng của địa tầng	$0-\dfrac{\pi}{2}$	$KR_{ng}^2(0,057-0,106\cos\varphi)$	$0,106KR_{ng}\cos\varphi$	-
	$\dfrac{\pi}{2}-\pi$	$KR_{ng}^2(-0,443+\sin\varphi-$ $-0,106\cos\varphi-0,5\sin^2\varphi)$	$KR_{ng}(\sin^2\varphi-\sin\varphi+$ $+0,106\cos\varphi)$	-

5.3. Cơ sở tính vỏ hình tròn trong môi trường đàn hồi.

Trong phương pháp tính toán đơn giản này giả định phản lực đàn hồi (áp lực bị động từ địa tầng bao quanh) tác dụng vào tất cả khoảng phía ngoài phần trên ống ứng với góc ở tâm là 90°. (hình5-38).

Như thấy trên hình vẽ, độ lớn của lực kháng đàn hồi được biểu thị bằng $K\delta_a$ trên trục bán kính nằm ngang, $K\delta_b$ tại đáy thuộc trục bán kính thẳng đứng. Với: K - Hệ số kháng đàn hồi của địa tầng; d_a, d_b - chuyển vị theo phương bán kính của tiết diện tương ứng. Phương trình biểu đồ lực kháng đàn hồi có thể giả định là:



Hình 5-38. Sơ đồ tải trọng

Tại $\varphi=\dfrac{\pi}{4}\sim\dfrac{\pi}{2}$

$$R=-K\delta_a\cos^2\varphi$$

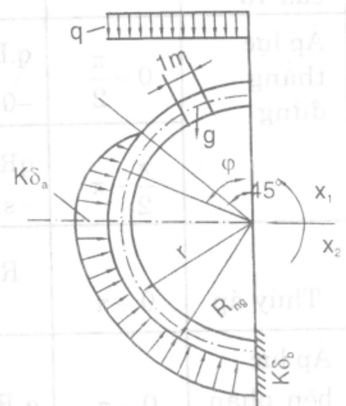
Tại khoảng $\dfrac{\pi}{2}-\pi$

$$R=K\delta_a\sin^2\varphi+K\delta_b\cos^2\varphi$$

Hệ cơ bản thể hiện trên hình 5-39.

Phương trình chính tắc lúc này như sau:

$$\left.\begin{aligned}x_1\delta_{11}+\Delta_{1P}+\Delta_{1R}=0\\x_2\delta_{22}+\Delta_{2P}+\Delta_{2R}=0\end{aligned}\right\}\qquad(5\text{-}97)$$



Hình 5-39. Hệ cơ bản

Trong đó:

δ_{ii}, Δ_{iP} - chuyển đơn vị và chuyển vị tải trọng ngoài;

Δ_{iR} - chuyển vị do lực kháng đàn hồi.

Theo từng loại tải trọng, các nội lực xảy ra tại tiết diện bất kỳ được xác định như sau.

1. Khi địa áp và lực kháng đàn hồi tác dụng

Bảng 5-23. Các giá trị hệ số A, B, C, D, E và F

Hệ số / tiết diện	A	B	C	D	E	F
$\varphi = 0$	0,1628	0,0872	-0,00700	0,2122	-0,2122	0,02100
$\varphi = 45^\circ$	-0,0250	0,0250	-0,00084	0,1500	0,3500	0,01485
$\varphi = 90^\circ$	-0,1250	-0,1250	0,00825	0,000	1,0000	0,00575
$\varphi = 135^\circ$	0,0250	-0,0250	0,00022	-0,1500	0,9000	0,01380
$\varphi = 118^\circ$	0,0872	0,1628	-0,00837	-0,2122	0,7122	0,02240

$$\left.\begin{aligned} M &= qR_{ng}r\left[A.a + B + C.n(1+a)\right] \\ N &= qR_{ng}\left[D.a + E + F.n(1+a)\right] \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}98)$$

Trong đó:

q - áp lực đất thẳng đứng phân bố đều, T/m²;

R_{ng} - bán kính ngoài của vỏ, m;

r - bán kính trục của vỏ, m.

A, B, C, D, E, F = f(φ) lấy theo bảng 5-23.

$$a = 2 - \frac{R_{ng}}{r} \quad \text{và} \quad n = \frac{1}{0{,}06416 + \dfrac{EJ}{r^3.R_{ng}.K.b}}$$

EJ - độ cứng của vỏ, Tm²;

b - chiều rộng (dày) của khuyên vỏ, m;

K - hệ số kháng đàn hồi của địa tầng T/m³.

2. Khi tự trọng vỏ và lực kháng đàn hồi tác dụng

$$\left.\begin{aligned} M &= gr^2(A_1 - B_1 n) \\ N &= gr(C_1 + D_1 n) \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}99)$$

Trong đó:

g - trọng lượng trên 1m² vỏ, t/m²

A_1, B_1, C_1, D_1 = f((φ) lấy theo bảng 5-24.

Bảng 5-24. Giá trị hệ số A_1, B_1, C_1 và D_1

Hệ số / Tiết diện	A2	B2	C2	D2
$\varphi = 0$	0,3447	-0,02198	-0,1667	0,06592
$\varphi = 45^\circ$	0,0334	-0,00267	0,3375	0,04661
$\varphi = 90^\circ$	-0,3928	0,02589	1,5708	0,01804
$\varphi = 135^\circ$	-0,0335	0,00067	1,9186	0,04220
$\varphi = 180^\circ$	0,4405	-0,02620	1,7375	0,07010

3. Khi áp lực nước trong ống (nước chảy tự do) và lực kháng đàn hồi tác dụng vào vỏ

Trường hợp này áp lực nước có độ lớn từ 0 đến $2R_{tr}.\gamma_{n'}$ ở đáy ống (vỏ).

$$\left.\begin{aligned} M &= (A_2 + B_2 n)\gamma_{n'}.R_{tr}^2.r \\ N &= (C_2 + D_2 n)\gamma_{n'}.R_{tr}^2 \end{aligned}\right\} \tag{5-100}$$

Trong đó:

$\gamma_{n'}$ - dung trọng của nước trong vỏ hầm, t/m^3;

R_{tr} - bán kính trong của vỏ, m.

A_2, B_2, C_2, D_2 = f((φ) lấy theo bảng 5-25.

Bảng 5-25. Giá trị hệ số A_2, B_2, C_2 và D_2

Hệ sốtiết diện	A2	B2	C2	D2
$\varphi = 0$	0,1724	-0,01079	-0,5885	0,03294
$\varphi = 45^\circ$	0,01673	-0,00132	-0,42771	0,02329
$\varphi = 90^\circ$	-0,19638	0,01294	-0,21460	0,00903
$\varphi = 135^\circ$	-0,01679	0,00036	-0,39413	0,02161
$\varphi = 180^\circ$	0,22027	-0,01312	-0,63125	0,03509

4. Khi áp lực nước từ bên ngoài và lực kháng đàn hồi tác dụng

$$\left.\begin{aligned} M &= -(A_2 + B_2 n)\gamma_{n'}.R_{ng}^2.r \\ N &= -(C_2 + D_2 n)\gamma_{n'}.R_{ng}^2 + \gamma' R_{ng} H \end{aligned}\right\} \tag{5-101}$$

H- chiều cao tính từ đỉnh vỏ đến độ cao mặt nước,m;

A_2, B_2, C_2, D_2 lấy theo bảng 5-25.

5. Khi áp lực bên tác dụng

- Tại tiết diện $\varphi = 0$ và $\varphi = \pi$:

$$\left.\begin{aligned} M &= -0{,}1488.e.R_{tr}.r \\ N &= -0{,}7854e.R_{ng} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}102)$$

- Tại tiết diện $\varphi = 90^o$ và $\varphi = 135^o$:

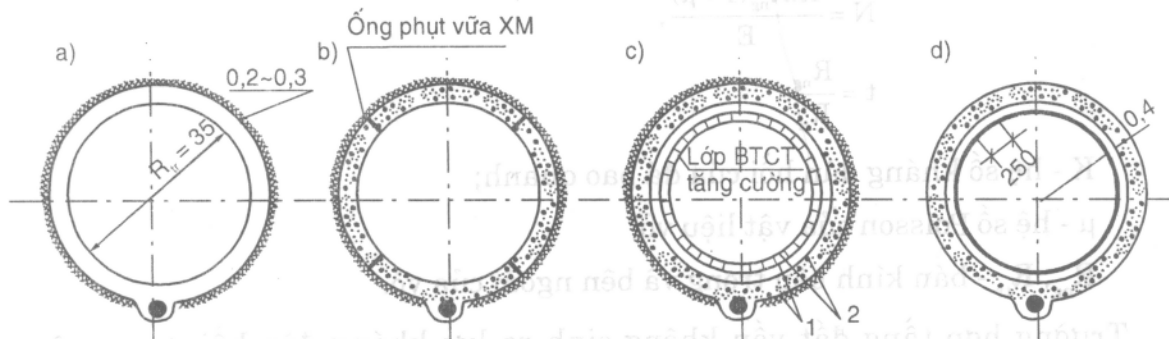
$$\left.\begin{aligned} M &= 0{,}1366.e.R_{tr}.r \\ N &= 0{,}5e.R_{ng} \end{aligned}\right\} \qquad (5\text{-}102a)$$

Dựa vào công thức như trên xác định được ngay các nội lực ứng với trạng thái tải trọng tương ứng.

5.4. Tính toán vỏ hình tròn chịu áp lực nước bên trong

1. Kết cấu của vỏ

Loại vỏ này do áp lực nước tác dụng từ bên trong gây ra biến dạng về phía địa tầng vì vậy, để làm giảm độ biến dạng này cần phải gia cường bằng cách phụt bê tông hoặc vữa xi măng chịu áp. Hình dạng tiết diện tùy theo độ lớn của áp lực nước bên trong, vỏ có 1 lớp hoặc vỏ có 2 lớp (hình 5-40).



Hình 5-40. *Hình dạng vỏ hầm chịu áp lực.*

1- Thép chịu lực, 2- Thép cấu tạo

Kết cấu vỏ mỏng nhẵn (hình (5-40a) được dùng ở vùng địa tầng đặc chắc ($f_c \geq 14$) áp lực nước bên trong đạt $P \leq 40T/m^2$. Để ngăn ngừa hiện tượng thẩm thấu và tăng độ láng mịn bề mặt làm thêm (phụt vữa bê tông) lớp lót dày 0,2 - 0,3m.

Kết cấu vỏ bê tông (hình 5-40b) dùng cho hầm có áp lực $p = 30 \div 40$ T/m², $R_{tr} = 2{,}5 \div 3{,}0$m và địa tầng tương đối đặc chắc; chiều dày vỏ khoảng 0,4 - 0,5m. Lúc này phần phía ngoài vỏ phụt thêm vữa xi măng và mặt phía trong vỏ có thêm lớp lót.

Kết cấu vỏ BTCT (hình 5-40c) chủ yếu dùng cho hầm chịu áp lực $p=30 \div 100$T/m² và địa tầng yếu ($f_c <1$). Tuy nhiên có nhược điểm là thi công khó khăn và cốt thép không phát huy được hết tác dụng.

Kết cấu vỏ 2 lớp (hình 5-40d) làm bằng cách: lớp ngoài cũng dùng bê tông liền khối dày 0,3÷0,7m sau đó tiếp đến lớp BTCT bên trong dày chừng 8÷10cm bằng cách phụt vữa vào cốt thép (hoặc lưới thép). Kết cấu vỏ 2 lớp cũng có khi thay lớp bê tông cốt thép bằng ván thép nhưng chỉ thích hợp khi áp lực nước lớn và tầng đất yếu.

2. Sơ lược cách tính vỏ hình tròn một lớp bê tông.

Có thể tính toán loại vỏ này theo thuyết tính toán vỏ dạng ống trong thể đàn hồi đồng nhất có tải trọng (áp lực nước) bên trong P. Trong trường hợp này hệ số kháng đàn hồi K đặc trưng cho địa tầng là môi trường đàn hồi: ứng suất pháp tại điểm có bán kính r tính từ tâm hầm như sau:

$$\sigma = p.\frac{1 - N + \frac{R_{ng}^2}{r^2}\left[1 + N(1-2\mu)\right]}{t^2 - 1 + N\left[t^2(1-2\mu) + 1\right]} \qquad (5\text{-}103)$$

Trong đó:

P - thủy áp bên trong trung bình,

$$N = \frac{K.R_{ng}(1+\mu)}{E},$$

$$t = \frac{R_{ng}}{R_{tr}}$$

K - hệ số kháng đàn hồi của đá bao quanh;

μ - hệ số Poisson của vật liệu vỏ;

R_{ng}, R_{tr} - bán kính bên trong và bên ngoài của vỏ.

Trường hợp tầng đất yếu không sinh ra lực kháng đàn hồi, trong công thức (5-103) sẽ lấy K=0. Sau khi tìm được nội lực tại điểm cần tìm theo công thức (5-103) cần kiểm tra cường độ tương ứng.

3. Sơ lược cách tính vỏ hình tròn 2 lớp

Để tính vỏ hình tròn 2 lớp trước tiên tính toán vỏ (bê tông) ở ngoài đối với tải trọng tác dụng ở bên ngoài sau đó tính toán vỏ phía trong đối với áp lực nước tác dụng từ bên trong. Lớp vỏ ở bên ngoài theo điều kiện tải trọng chọn cách tính dựa vào công thức 5-98, 5-99, 5-101, 5-102, 5-102a và lớp vỏ trong theo bảng 5-26.

Trường hợp vỏ cấu tạo bê tông cốt thép kép thì xác định theo bảng 5-27.

* Các ký hiệu trong bảng 5-26 và bảng 5-27.

Bảng 5-26. Các công thức tính ứng suất trong vỏ 2 lớp khi có áp lực nước bên trong vỏ hầm

No	Hình dạng cấu tạo	Vật liệu chịu ứng suất	Giai đoạn biến dạng của vỏ			
			I	II	III	IV
			Các lớp vỏ đều chịu lực kéo	Phát sinh khe nứt ở lớp BT thứ 2	Phát sinh khe nứt ở lớp thứ 1	Các lớp bị nứt chỉ còn cốt thép chịu kéo
1	2	3	4	5	6	7
1	Lưới thép, δ, Lớp BT thứ 2, R_1, R_{ct}, R_2, màng gia cường 1 Vòng trong - vòng ngoài lưới thép - bê tông	Cốt thép (σ_{ct})	$\dfrac{PR_1\left(R_1+\dfrac{\delta}{2}\right)(1-\mu^2)E_{CT}}{N_1}$	$\dfrac{PR_1\left(R_1+\dfrac{\delta}{2}\right)E_{CT}}{N_2}$	$\dfrac{PR_1(1-\mu^2)E_{CT}}{N_2'}$	$\dfrac{R_1E_{CT}}{E_{ct}.F+R_{CT}.KR_2}$
		màng gia cường (σ_m)	$\dfrac{PR_1R_{CT}(1-\mu^2)E_m}{N_1}$	$\dfrac{PR_1R_{CT}E_m}{N_2}$	0	0
		Bê tông (σ_{bt})	$\dfrac{PR_1R_{CT}\left(R_1+\dfrac{\delta}{2}\right)E_{bt}}{rN_1}$	0	$\dfrac{PR_1R_{CT}E_{bt}}{rN_2'}$	0
2	Cốt thép, Lớp BT thứ 2, R_1, R_{ct}, R_2, Lớp BT thứ 1 Vòng trong-Vòng BTCT ngoài - BT	Cốt thép (σ_{ct})	$\dfrac{PR_1(1-\mu^2)E_{ct}}{N_3}$		$\dfrac{PR_1(1-\mu^2)E_{CT}}{N_4}$	$\dfrac{R_1E_{CT}}{E_{CT}F+R_{CT}KR_2}$
		BT lớp 1 (σ_{bt})	$\dfrac{PR_1R_{ct}E_{bt}}{rN_3}$		0	0
		BT lớp 2 (σ_{bt}')	$\dfrac{PR_1R_{ct}E_{bt}}{rN_3}$		$\dfrac{PR_1R_{ct}E_{bt}}{rN_4}$	0
3	Thép tấm, Bê tông, R_2, R_1, δ_1 Vòng trong-Vòng BTCT ngoài - BT	Thép (σ_{ct})	$\dfrac{PR_1(1-\mu^2)E_{ct}}{N_9}$			$\dfrac{PR_1E_{ct}}{\delta_1E_{ct}+KR_2\left(R_1+\dfrac{\delta_1}{2}\right)}$
		Bê tông (σ_{bt}')	$\dfrac{PR_1\left(R_1+\dfrac{\delta_1}{2}\right)E_{CT}}{rN_9}$			0

Bảng 5-27. Công thức tính vỏ hầm BTCT nhiều lớp.

1	2	3	4	5	6	7
1	Lớp BT thứ 3 Cốt thép thứ 2 Cốt thép thứ 1 δ R''_{ct} R_1 R_{ct} R'_{ct} Lớp BT thứ 1 Lớp BT thứ 2	Lớp cốt thép 1 (σ'_{bt})	$\frac{PR_1R''_{ct}(R_1+0,5\delta)(1-\mu^2)E_{ct}}{N_5}$	$\frac{PR_1R''_{ct}(1-\mu^2)E_{ct}}{N_6}$	$\frac{PR_1R''_{ct}(1-\mu^2)E_{ct}}{N_7}$	$\frac{PR_1R''_{ct}E_{ct}}{N_8}$
		Lớp cốt thép 2 (σ''_{bt})	$\frac{PR_1R'_{ct}(R_1+0,5\delta)(1-\mu^2)E_{ct}}{N_5}$	$\frac{PR_1R''_{ct}(1-\mu^2)E_{ct}}{N_6}$	$\frac{PR_1R''_{ct}(1-\mu^2)E_{ct}}{N_7}$	$\frac{PR_1R''_{ct}E_{ct}}{N_8}$
		Lớp BT thứ 1 (σ_{bt})	$\frac{PR_1R'_{ct}R''_{ct}(1-\mu^2)E_{bt}}{N_5}$	0	0	0
		Lớp BT thứ 2 (σ'_{bt})	$\frac{PR_1R'_{ct}R''_{ct}(R_1+0,5\delta)E_{bt}}{rN_5}$	$\frac{PR_1R'_{ct}R''_{ct}E_{bt}}{rN_6}$	0	0
		Lớp BT thứ 3 (σ''_{bt})	$\frac{PR_1R_{ct}R'_{ct}(R_1+0,5\delta)E_{bt}}{rN_5}$	$\frac{PR_1R'_{ct}R''_{ct}E_{bt}}{rN_6}$	$\frac{PR_1R'_{ct}R''_{ct}E_{bt}}{rN_7}$	0

R_1 - bán kính trong của vỏ;

R_2 - bán kính ngoài của vỏ;

R_{ct} - bán kính từ tâm vòng khuyên đến cốt thép;

r - bán kính tính từ tâm vòng khuyên đến điểm đang xét;

δ- độ dày của lớp trong;

E_{ct}, E_m,E_{bt} - hệ số đàn hồi của cốt thép, màng chống thấm, bê tông.

μ - hệ số Poisson của bê tông;

K - hệ số kháng đàn hồi của địa tầng;

F- diện tích tiết diện cốt thép cho 1m chiều dài của vỏ hầm.

δ_1- chiều dày tấm thép.

$$N_1 = \left(R_1 + \frac{\delta}{2}\right)\left\{E_{ct}F(1-\mu^2) + R_{ct}\left[E_{bt}.\ln\frac{R_2}{R_{ct}} + KR_2(1-\mu^2)\right]\right\} + R_{ct}\delta(1-\mu^2).E_m$$

$$N_2 = E_{ct}.F(R_1 + 0{,}5\delta) + R_1\delta E_m + R_1R_2K(R + 0{,}5\delta)$$

$$N_2' = E_{ct}F(1-\mu^2) + R_{ct}\left[E_{bt}\ln\frac{R_2}{R_{ct}} + KR_2(1-\mu^2)\right]$$

$$N_3 = (1-\mu^2)(E_{ct}F + R_{ct}R_2K) + R_{ct}E_{bt}\ln\frac{R_2}{R_1}$$

$$N_4 = (1-\mu^2)(E_{ct}F + R_{ct}R_2K) + R_{ct}E_{bt}\ln\frac{R_2}{R_{ct}}$$

$$N_5 = (R_1 + 0{,}5\delta)\left\{(1-\mu^2)\left[E_{ct}(R'_{ct} \times F_2 + R''_{ct}F_1) + R'_{ct}R''_{ct}R_2K\right] + R'_{ct}R''_{ct}E_{bt}\ln\frac{R_2}{R'_{ct}}\right\} +$$
$$+ (1-\mu^2)r'_{ct}r''_{ct}\delta E_{bt}$$

$$N_6 = (1-\mu^2)\left[E_{ct}(R'_{ct}F_2 + R''_{ct}F_1) + R'_{ct}R''_{ct}R_2K\right] + R'_{ct}R''_{ct}E_{bt}\ln\frac{R_2}{R'_{ct}}$$

$$N_7 = (1-\mu^2)\left[E_{ct}(R'F_2 + R''_{ct}F_1) + R'_{ct}R''_{ct}R_2K\right] + R'_{ct}R''_{ct}E_{bt}\ln\frac{R_2}{R''_{ct}}$$

$$N_8 = E_{ct}(R'_{ct}F_2 + R''_{ct}F_1) + R'_{ct}R''_{ct}R_2K$$

$$N_9 = (R_1 + 0{,}5\delta_1)\left[E_{bt}\ln\frac{R_2}{R_1 + \delta_1} + KR_2(1-\mu^2)\right] + \delta_1E_{bt}(1-\mu^2)$$

5.5. Bài toán ví dụ

Xây dựng đường hầm hình tròn có bán kính ngoài R_{ng} = 3,1m trong tầng cát bão hòa nước và cách mặt đất 10,7m. Hãy tính nội lực tại tiết diện vỏ khi lực tác dụng vào vỏ ở điều kiện như sau:

Tải trọng phân bố đều thẳng đứng $q=7,5T/m^2$; tự trọng của vỏ hầm $g=0,6T/m^2$.

Áp lực bên phân bố đều $e_1 = 3,75T/m^2$ và áp lực bên phân bố dạng tam giác $e_2 = 3,9\ T/m^2$.

Bài giải.

Phản lực tác dụng vào đáy vỏ hình tròn là:

$$K=q+\pi g - 0,5\pi R_{ng} = 7,5 + 3,14.0,6 - 0,5.3,14.3,1 = 4,5T/m^2$$

Các nội lực theo trạng thái tải trọng tìm ở bảng (5-22). Trước tiên tính các nội lực tại tiết diện (φ =90°) giao cắt với đường nằm ngang đi qua tâm:

- Nội lực do tự trọng bản thân vỏ (g):

$$M_g = 0,6.3,1^2(1 - 0,5) = 2,88Tm$$

$$N_g = 0,6.3,1^2(-0,5) = -0,93T$$

- Nội lực do tải trọng phân bố đều thẳng đứng (q):

$$M_q = 7,5.3,1^2(0,193 + 0,106) = 21,6Tm$$

$$N_q = 7,5.3,1(-0,106) = -2,46T$$

- Nội lực do áp lực nước:

$$M_{n'} = -3,1^2(0,5-0,250) = -7,44\ Tm$$

$$N_{n'} = 3,1(1-0,25)+10,7.3,1 = 40,4\ T$$

- Nội lực do áp lực bên phân bố đều (e_1):

$$M_{e_1} = 3,75.3,1^2(0,25 - 0,5) = -9,0\ Tm$$

$$N_{e_1} = 3,75.3,1 = 11,62\ T$$

- Nội lực do áp lực bên (e_2) phân bố dạng tam giác:

$$M_{e_2} = 3,9.3,1^2(0,083 - 0,063 - 0,125) = -3,94\ Tm$$

$$N_{e_2} = 3,9.3,1\ (0,063 - 0,25) + 0,5 = 3,78\ T$$

- Nội lực do phản lực thẳng đứng (K) của địa tầng:

$$M_K = 4,5.3,1^2(0,057 - 0,106) = -2,16\ Tm$$

$$N_K = 4,5.3,1.0,106 = 1,48\ T$$

Tổng hợp các kết quả tính được ở trên thì các nội lực phát sinh tại tiết diện φ= 90° là:

$$M_{90} = \ = 2,88 + 21,6 - 7,44 - 9,0 - 3,94 - 2,16 = 1,94\ Tm$$

$$N_{90} = \ = -0,93 - 2,46 + 40,4 + 11,62 + 3,78 + 1,48 = 53,89\ T$$

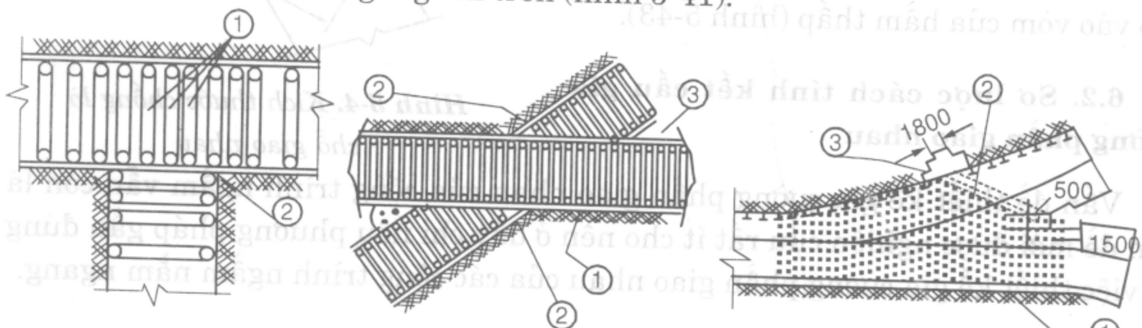
Nội lực ở tiết diện khác cũng được xác định bằng cách như trên.

§6. TÍNH TOÁN KẾT CẤU GIA CƯỜNG CHỖ GIAO NHAU

6.1. Cấu tạo gia cường chỗ giao nhau

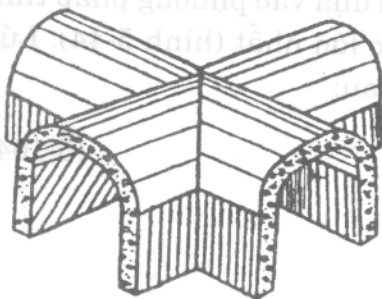
Theo hình thái phần giao nhau có thể chia thành 2 loại chính: giao cắt ngang và giao cắt đứng. Giao cắt ngang có: hai đường hầm giao cắt vuông góc và giao cắt tạo thành góc nhọn. Chúng có hình dạng và nhiều giải pháp cấu tạo gia cường thích ứng. Bộ phận giao cắt đứng tạo bởi hầm ngang và hầm xiên. Nhưng hầm giao cắt ngang tùy theo vị trí các trục mà cách gia cường của nó có thể đơn giản và có thể hết sức phức tạp. Tại nơi giao cắt đòi hỏi diện tích đào phá rộng hơn nhiều so với toàn tuyến hầm, vì thế việc xử lí khu vực này rất tốn kém cho nên ở nơi giao cắt nên làm giao cắt vuông góc để giảm tối đa tác dụng của địa áp đồng thời dùng kết cấu gia cường vững chắc hơn. Sau đây sẽ chỉ đề cập các trường hợp giao cắt ngang của các đường hầm ngang.

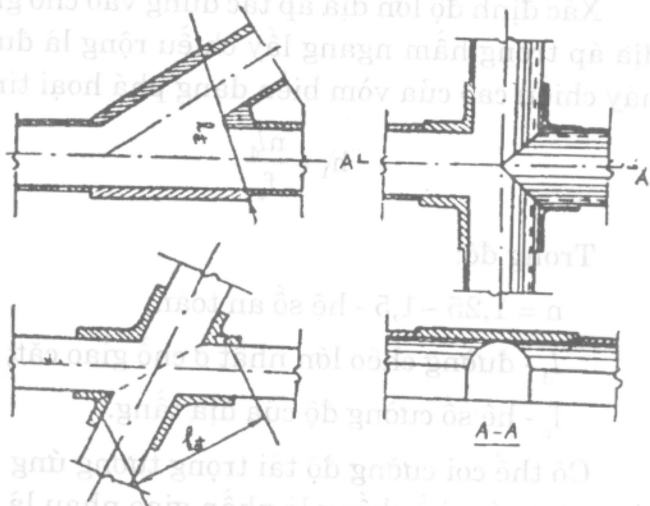
Hình dạng kết cấu gia cường của 2 đường hầm ngang có cùng cao độ có thể điểm giao cắt trần phẳng hoặc trần vòm. Khi dùng loại trần phẳng thường bố trí vật liệu gia cường bằng gỗ, bằng thép hoặc bằng các kết cấu hỗn hợp sắt-gỗ và sau đó chèn thêm các dầm ngang lên trên (hình 5-41).



Hình 5-41. *Kết cấu gia cường chỗ giao cắt trần phẳng.*

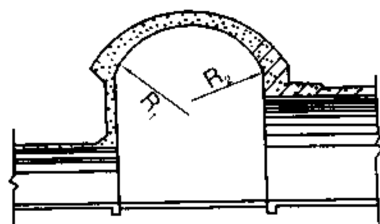
1- Thanh dầm nóc, 2 - Dầm khung gia cường, 3 - Cột bê tông.



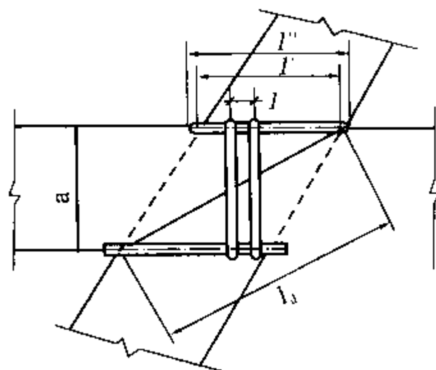


Hình 5-42. *Kết cấu chỗ giao cắt trần kiểu vòm.*

Chỗ giao cắt của công trình ngầm vĩnh cửu hầu như toàn sử dụng trần vòm cung, ở chỗ này phải tăng chiều dày tiết diện hơn chiều dày vỏ của đoạn thông thường hoặc tăng thêm hàm lượng cốt thép đồng thời làm dày thêm dọc theo đường nối (đắp thêm bê tông hoặc chèn thêm gờ bê tông) (hình 5-42). Trong trường hợp này cần lưu ý là các tải trọng thường tập trung tại mặt tiếp giáp mối nối cung vòm hầm giao nhau (khoảng cách theo đường chéo chỗ giao cắt 2 vòm là l_d) nên phải gia cường đặc biệt. Trường hợp một đường hầm cắt tại phần tường trục của hầm khác thì có thể xử lý đơn giản, nhưng cần chú ý đến sự tác dụng của tải trọng truyền từ chân vòm của hầm cao vào vòm của hầm thấp (hình 5-43).



Hình 5-43. *Cấu tạo chỗ giao nhau có độ cao khác nhau.*



Hình 5-4. *Kích thước chống lò chỗ giao nhau*

6.2. Sơ lược cách tính kết cấu gia cường phần giao nhau

Vấn đề thiết kế gia cường phần giao nhau của công trình ngầm vẫn còn là vấn đề mới được nghiên cứu rất ít cho nên ở đây chỉ nêu phương pháp gần đúng về việc thiết kế gia cường phần giao nhau của các công trình ngầm nằm ngang.

1. Tính toán chỗ giao cắt dùng trần phẳng

Xác định độ lớn địa áp tác dụng vào chỗ giao nhau dựa vào phương pháp tính địa áp trong hầm ngang lấy chiều rộng là đường chéo lớn nhất (hình 5-44). Lúc này chiều cao của vòm biến dạng phá hoại tính như sau:

$$h_1 = \frac{n l_d}{f_c} \qquad (5\text{-}104)$$

Trong đó:

$n = 1,25 \sim 1,5$ - hệ số an toàn;

l_d - đường chéo lớn nhất ở chỗ giao cắt;

f_c - hệ số cường độ của địa tầng.

Có thể coi cường độ tải trọng tương ứng với chiều cao lớn nhất của vòm biến dạng tại các chỗ chống lò phần giao nhau là tải trọng tác dụng phân bố đều. Tải trọng tác dụng vào một thanh chống:

$$q = h_1.\gamma.L,\ \ T/m \tag{5-105}$$

Trong đó :

γ - dung trọng của địa tầng, t/m³;

L - khoảng cách giữa các thanh chống lò.

Tải trọng tác dụng vào thanh của khung gia cường thêm là:

$$P'' = 0{,}5\ (P_1 + P_2) \tag{5-106}$$

Trong đó:

P_1 - trọng lượng các thanh chống (các vật liệu gia cường trần hầm), T

P_2 - áp lực đất (toàn bộ) tác dụng vào thanh chống, T.

Tính toán momen uốn lớn nhất xuất hiện tại tiết diện của mỗi cấu kiện do các tải trọng trên đây và theo đó xác định tiết diện cần thiết từ biểu thức sau:

$$W = \frac{M_{max}}{[\sigma_u]} \tag{5-107}$$

Ví dụ:

Hai đường hầm có tiết diện hình thang giao cắt nhau gần như vuông góc và ở trong địa tầng cát kết có hệ số cường độ $f_c = 7$, dung trọng $\gamma = 2{,}7$ T/m³. Độ dài đường chéo lớn nhất chỗ giao cắt là 4,6m, cự ly giữa các thanh gia cường a = 2,4m.

Khung gia cường phụ trợ tại chỗ giao cắt được làm bằng thép I, cột chống bằng gỗ d = 30cm trên đó được dàn đều bằng gỗ thông có d =18 cm.

Hãy tính toán các chi tiết cấu tạo gia cường.

Bài giải

- Trước tiên tìm tải trọng tác dụng vào các thanh dầm nóc

Chiều cao vòm biến dạng tính theo công thức (5-104):

$$h_1 = \frac{1{,}25 l_d}{f_c} = \frac{1{,}25.4{,}6}{7} = 0{,}82\,m$$

Địa áp tác dụng vào thanh dầm nóc:

$$q = h_1.\gamma.d = 0{,}82.2{,}7.0{,}18 = 0{,}40\ T/m.$$

Đường kính cần thiết của thanh dầm tính theo công thức (5-107):

$$W = \frac{M_{max}}{[\sigma_u]}$$

Ta có :

$$W = \frac{\pi.d^3}{32} \approx 0,1d^3 \text{ và } M_{max} = \frac{q.a^2}{8} = \frac{0,4.2,4^2}{8} = 0,288Tm = 28800kGm$$

Tra bảng PL-4 được $[\sigma_u] = 70$ kG/cm²

Vậy thanh dầm cần có đường kính:

$$d = \sqrt[3]{\frac{M_{max}}{0,1[\sigma_u]}} = \sqrt[3]{\frac{28800}{0,1.70}} = 16,1\,cm$$

Ta chọn d = 18 cm đảm bảo an toàn.

- Tính toán thanh dầm của khung gia cường (xem thêm H.5 - 44).

Để xác định các tải trọng tác dụng vào thanh dầm của khung gia cường trước hết tìm trọng lượng của thanh dầm nóc (P_n).

$$P_n = \frac{\pi d^2}{4}.l_n\ \gamma_{gỗ} = \frac{3,14.0,18^2}{4}.2,6.0,6 = 0,04T/thanh$$

$$l_n = a + 0,2 = 2,4 + 0,2 = 2,6m.$$

Số thanh dầm nóc được đặt trên khung gia cường:

$$n = \frac{l''}{d} = \frac{2,6}{0,18} = 15 \text{ thanh}$$

Tổng trọng lượng của các thanh dầm nóc:

$$P_1 = n.P_n = 15.0,04 = 0,6T.$$

Áp lực đất tác dụng vào thanh dầm nóc

$$P_2 = \frac{2}{3}l''.h_1 \times a.\gamma = \frac{2}{3}.2,6.0,82.2,4.2,7 = 9,2T$$

Vậy mômen lớn nhất tác dụng vào dầm khung gia cường

$$M_{max} = 0,5\left(0,125.P_1.l'' + \frac{5P_2l''}{32}\right) = 0,5\left(0,125.0,6.2,6 + \frac{5.9,2.2,6}{32}\right) = 1,97\,Tm$$

Mômen kháng uốn của tiết diện cần thiết của dầm khung:

$$W = \frac{M_{max}}{[\sigma_u]} = \frac{197000}{1300} = 151,5\,cm^3$$

Ta dùng thép hình I18 có W = 185 cm³ là được.

Cột chống của khung gia cường cần xét đến sự tác dụng của lực thẳng đứng truyền từ dầm khung lên đầu cột để tính toán đối với cấu kiện nén cục bộ.

Ứng suất nén cục bộ tại đầu cột:

$$\sigma_{cb} = \frac{P_A}{d.b} = \frac{2450}{30.9,4} = 8,0kG/cm^2 < [\sigma_{cb}]$$

Trong đó:

$$P_A = 0,25(P_1 + P_2) = 0,25(0,6 + 9,2) = 2,45T = 2450 \text{ kG}.$$

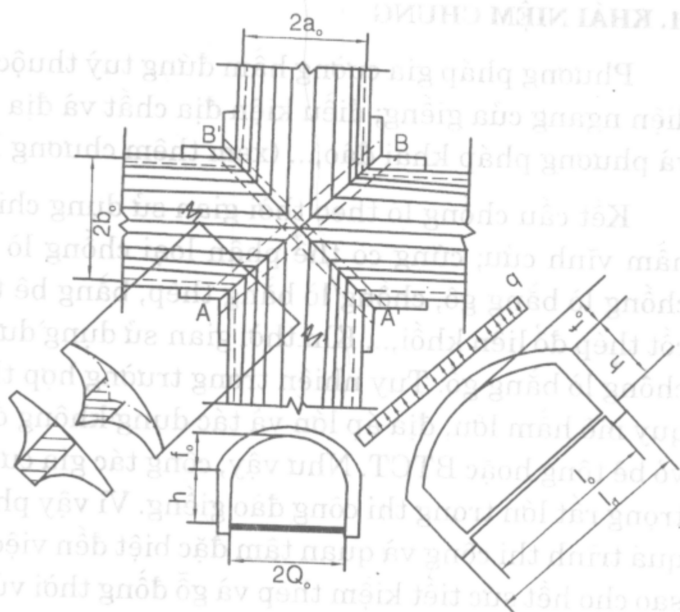
d - đường kính cột chống gia cường (30cm)

b = 94 mm - chiều rộng đáy của dầm khung (tiết diện dầm đặt lên đầu cột)

Vậy tiết diện của cột chống thoả mãn yêu cầu.

2. Các điểm chính tính toán phần giao cắt kiểu vòm

Đại bộ phận địa áp và tải trọng bản thân tương ứng, khi độ cao đỉnh vòm hầm giao cắt bằng nhau, có thể coi là được truyền lên mặt giao cắt vòm (phần AC'B và A'CB' trên hình 5-45) làm việc nhờ cốt đỡ cơ bản. Thế nhưng phương pháp tính toán về trạng thái tải trọng truyền vào cốt mặt giao cắt, độ lớn và trạng thái ứng suất của nó cùng với các phương pháp tính toán chặt chẽ các chi tiết cấu tạo phần giao cắt lại hoàn toàn chưa được nghiên cứu thỏa đáng. Vì vậy có thể tính toán một cách gần đúng các yếu tố cấu tạo của phần giao cắt kiểu vòm như sau (hình 5-45).



Hình 5-45. Chi tiết cấu tạo phần giao cắt kiểu vòm.

Chiều cao vòm biến dạng tại phần giao cắt xác định theo công thức (5-104) và tại cốt giao cắt AB cường độ tải trọng phân bố đều (giả sử) có độ lớn:

$$q = \frac{P_1 + P_2}{2l_d} \qquad (5\text{-}108)$$

Trong đó:

P_1 - hợp lực của tự trọng vòm phần giao cắt (AB'BA');

P_2 - hợp lực của địa áp tác dụng lên khu vực giao cắt:

$$P_2 = S.\gamma.h_1$$

S - diện tích của AB'BA', diện tích khu vực giao cắt.

Cuối cùng, có thể tính toán coi khung vòm giao cắt là vòm không khớp có xét đến điều kiện tương cứng (A_1B và A'B') chịu tác dụng tải trọng phân bố đều P. Tiết diện vòm yên ngựa chuyển thành dạng tam giác, nhưng trong điều kiện địa áp lớn thì chọn dạng vòm yên ngựa tiết diện hình chữ nhật.

Chương VI
TÍNH TOÁN VỎ HẦM ĐỨNG (GIẾNG)

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

Phương pháp gia cường hầm đứng tuỳ thuộc vào hình dạng và kích thước tiết diện ngang của giếng; điều kiện địa chất và địa chất thuỷ văn; thời gian sử dụng và phương pháp khai đào,... (xem thêm chương I).

Kết cấu chống lò theo thời gian sử dụng chia thành: chống lò tạm thời và vỏ hầm vĩnh cửu; cũng có thể phân loại chống lò theo loại vật liệu được sử dụng: chống lò bằng gỗ, chống lò bằng thép, bằng bê tông lắp ghép, hoặc bằng bê tông cốt thép đổ liền khối,... Khi thời gian sử dụng dưới 15 năm và tiết diện bé thì dùng chống lò bằng gỗ. Tuy nhiên trong trường hợp thời gian sử dụng giếng lâu dài và quy mô hầm lớn, địa áp lớn và tác dụng không đồng nhất thì cần thiết phải dùng vỏ bê tông hoặc BTCT. Như vậy, công tác gia cường (chống lò) giếng chiếm một tỷ trọng rất lớn trong thi công đào giếng. Vì vậy phải lường hết được khó khăn trong quá trình thi công và quan tâm đặc biệt đến việc chọn giải pháp kết cấu gia cường sao cho hết sức tiết kiệm thép và gỗ đồng thời vừa tiết kiệm chi phí, dễ thi công và xây dựng công trình được kiên cố.

Việc nắm bắt cụ thể điều kiện địa chất thuỷ văn nhờ khảo sát thực địa để lựa chọn phương án kết cấu vỏ hầm mang ý nghĩa đặc biệt quan trọng, cho nên khi thiết kế chống lò đứng (giếng) nhất thiết phải nghiên cứu kỹ tài liệu điều tra cụ thể của vùng đất đá dự định xây dựng. Căn cứ vào tài liệu điều tra thu thập được, địa áp tác dụng vào vỏ hầm có thể xác định dựa vào lý thuyết "Sự hình thành áp lực ngang" được nêu rõ ở § 5 chương III

Trường hợp xung quanh giếng là đá rắn chắc trước tiên kiểm tra điều kiện cường độ, sau đó tiến hành tính toán địa áp. Kiểm tra điều kiện cường độ theo biểu thức sau:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_y &= \Sigma\gamma_i h_i < \sigma_n \\ \sigma_\theta &= 2\lambda\sigma_y < \sigma_n\end{aligned}\right\} \qquad (6\text{-}1)$$

Trong đó:

σ_y - ứng suất pháp phát sinh trong khối đá đang xét, kG/cm²;

σ_θ - ứng suất tiếp phát sinh trong khối đá đang xét, kG/cm²;

γ_i - dung trọng của lớp đất đá thứ i nằm trên khối đá đang xét, kG/cm³;

h_i - chiều cao của lớp đất đá thứ i nằm trên khối đá đang xét, cm;

$\lambda = \dfrac{\mu}{1-\mu}$ - hệ số áp lực ngang;

μ - hệ số poisson của khối đá đang xét;

σ_n - ứng suất nén tính toán mà khối đá có thể chịu được, kG/cm² (xem 2.2 của § 2 chương III).

Nếu điều kiện trên được thoả mãn thì không xảy ra sự phá hoại của khối đá. Tuy nhiên, tầng đá này có thể chịu ảnh hưởng của tác dụng phong hoá và nước dưới đất trong quá trình vận hành. Vì vậy, để ngăn ngừa hiện tượng sụt lở cá biệt (cục bộ) hầm vẫn cần gia cường sơ bộ.

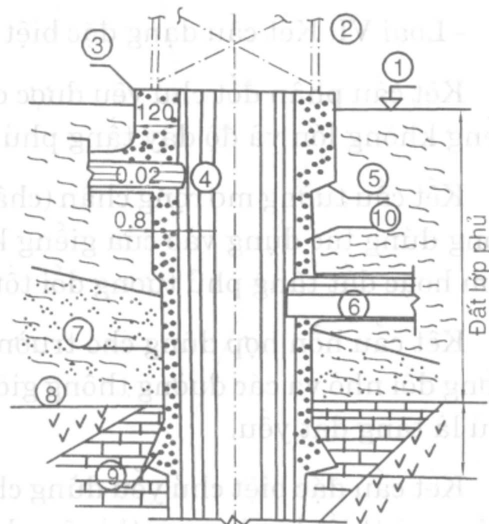
Trong chương này chỉ đề cập đến các phương pháp tính toán kết cấu cửa hầm và phần thân hầm trên cơ sở thuyết "Sự hình thành áp lực ngang"

§ 2. TÍNH TOÁN KẾT CẤU VỎ CỬA HẦM ĐỨNG

1.1. Kết cấu vỏ cửa hầm đứng (giếng)

Trong việc lựa chọn kết cấu vỏ cửa hầm cần quan tâm đến điều kiện địa chất thuỷ văn của khu vực xung quanh gần cửa hầm, các công trình xây dựng(tháp, bãi quặng...) ở chu vi cửa hầm và trạng thái tải trọng của các công trình này, các công trình khác nối tiếp với cửa hầm (đường tránh cửa thông gió...) và điều kiện tự nhiên, địa hình, v.v...)

Thông thường, cửa hầm giếng được làm bằng 2-3 m/đoạn, chiều cao của mỗi đoạn (đốt) khoảng 2~4m và dùng kết cấu vỏ bằng bê tông hoặc BTCT. Độ sâu đốt cuối cùng nhất thiết chọn lớn hơn



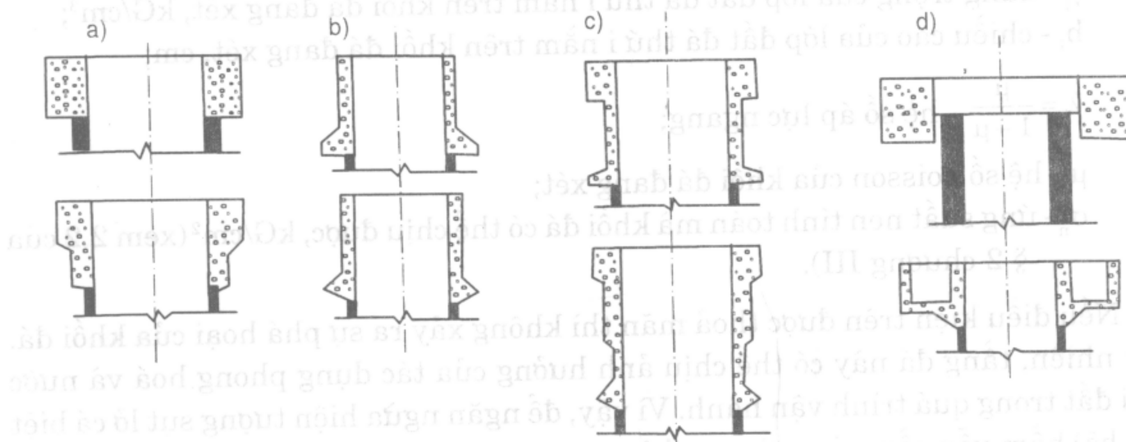
Hình 6-1. Ví dụ kết cấu vỏ cửa hầm có 3 đốt

1. Mặt đất tự nhiên; 2. Tháp; 3. Đốt 1; 4. Hầm thông gió; 5. Móng đốt; 6. Hầm tránh; 7. Đốt 3; 8. Mặt đá gốc; 9. Vách tựa; 10. Đốt 2

độ sâu mặt đá gốc khoảng 2-3 m (hình 6-1).

Độ dày vỏ cửa hầm thường dùng là: Đốt thứ nhất 1,0-1,5m, các đốt giữa dày 0,6-0,9m và đốt cuối cùng dày 0,4-0,7m.

Hình dạng cấu tạo vỏ cửa giếng có thể chia thành 4 loại chính như sau (hình 6-2):



Hình 6-2. *Hình dạng cấu tạo cửa giếng*

- Loại I: Có kết cấu phân đốt (hình 6-2a);
- Loại II: Kết cấu mở rộng chân tường (hình 6-2b);
- Loại III: Kết cấu kết hợp phân đốt và mở rộng chân (hình 6 - 2c);
- Loại VI: Kết cấu dạng đặc biệt (hình 6-2d).

Kết cấu phân đốt chủ yếu được dùng khi các tải trọng đứng tác dụng vào cửa giếng không lớn và độ dày tầng phủ không sâu (H 6 ≤ m).

Kết cấu tường mở rộng chân (chân cừu) được sử dụng trong trường hợp các tải trọng đứng tác dụng vào cửa giếng không lớn và có hầm thông gió bổ sung ở cửa hầm hoặc đất tầng phủ tương đối tốt, đá gốc ổn định.

Kết cấu hỗn hợp dùng cho trường hợp tải trọng đứng tác dụng vào cửa giếng tương đối nhỏ và các đường thông gió phụ trợ được bố trí ở hầm thêm nữa đất tầng phủ là tầng đất yếu.

Kết cấu đặc biệt chủ yếu dùng cho hầm tiết diện lớn thi công đào hầm từ trên xuống và thiết bị phục vụ thi công bố trí ở xung quanh cửa hầm.

Phần cuối của mỗi đốt hoặc mỗi đoạn tường mở rộng chân của các dạng nêu trên tuỳ thuộc vào điều kiện địa chất có thể mở rộng theo phương ngang (địa tầng ổn định) hoặc theo dạng vát (địa tầng không ổn định).

2.2. Nội dung cơ bản của phương pháp tính vỏ cửa hầm đứng.

1. Xác định tải trọng tác dụng vào cửa hầm.

Vỏ cửa giếng đồng thời chịu sự tác dụng của tải trọng đứng và tải trọng ngang.Giá trị của tải trọng đứng tính theo công thức:

$$P_{td} = n\Sigma P_i + Q \quad (6\text{-}2)$$

Trong đó:

P_{td} - tổng tải trọng thẳng đứng tác dụng lên chân cửa hầm, T;

n - hệ số vượt tải (lấy n = 1,1-1,4);

P_i- các tải trọng do thiết bị (tháp, tời...) bố trí trên mặt đất gây ra, T;

Q - tải trọng bản thân của vỏ cửa hầm, T.

Tải trọng ngang tính theo công thức:

$$q = n\,(q_1 + q_2 + q_3 + q_4).\ T/m^2 \quad (6\text{-}3)$$

Trong đó :

q - cường độ tải trọng ngang tác dụng vào đơn vị diện tích tiết diện của vỏ cửa hầm,

n = 1,2 - 1,4: hệ số vượt tải

q_1 - cường độ áp lực bên của địa áp, T/m^2

q_2 - cường độ áp lực bên do nước ngầm, T/m^2

q_3 - cường độ áp lực bên do ảnh hưởng các móng của công trình có liên quan, T/m^2

q_4 - cường độ áp lực bên do ảnh hưởng móng của các đốt vỏ cửa hầm, T/m^2

a. Tính áp lực ngang do địa áp

Địa áp tác dụng vào vỏ cửa hầm do đất tầng phủ xung quanh cửa hầm tính theo áp lực đất sau tường chắn như sau:

$$q_1 = \gamma h tg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (6\text{-}4)$$

Trong đó

γ - dung trọng của đất, T/m^3;

h - độ sâu tính từ mặt đất đến điểm đang xét của cửa hầm, m;

φ - góc ma sát trong của đất (có thể lấy gần đúng bằng góc dốc tự nhiên theo bảng 6-1)

Bảng 6-1. Các chỉ số đặc trưng của đất theo trạng thái ẩm

N°	Tên đất đá	Ẩm			Bão hòa			No nước		
		φ (độ)	γ (T/m²)	Tải cho phép (t/m³)	φ (độ)	γ (t/m³)	Tải cho phép (T/m²)	φ (độ)	γ (t/m³)	Tải cho phép (T/m²)
1	Nền đất đá									
	Loại sét	30	1,6	10	25	1,7	5	15	1,8	-
	- Than bùn (Peat)	35	0,4	10	30	1,6	5	25	0,8	-
	- Đất chứa hữu cơ	40	1,5	10	33	1,7	5	25	1,8	-
	- Đất chứa hữu cơ đã chịu nén lâu dài	45	1,7	15	35	1,8	7	-	-	-
2	Nền các loại đất sét:									
	Loại sét yếu và sét chứa cát chặt	40	1,5	10	27	1,7	5	20	1,8	-
	Loại sét và sét chứa cát chặt	40	1,6	25	30	1,7	20	25	1,9	15
	Sét chặt và sét pha cát	45	1,8	30	35	1,8	23	25	1,9	20
	Hoàng thổ	45	1,6	25	-	-	-	-	-	-
	Macnơ chặt vừa	45	1,8	45	40	1,8	35	35	1,9	30
	Đất loại sét chặt sít	45	1,9	50	37	1,9	40	35	2,0	35
3	Nền loại cát:									
	Cát nhỏ chứa sét	40	1,6	10	25	1,7	7	20	1,9	5
	Cát nhỏ sách	40	1,7	15	27	1,8	10	22	2,0	5
	Cát hạt nhỏ nén chặt	45	1,8	20	30	1,9	15	25	2,0	10
	Cát hạt thô chặt vừa	45	1,9	25	33	1,9	20	27	2,0	15
	Cát hạt thô nén chặt	45	1,8	45	33	1,9	40	27	2,0	35
	Sỏi chức cát	37	1,8	35	33	1,8	30	27	1,9	25
	Sỏi	40	1,8	50	35	1,8	40	27	1,9	35
	Sỏi rắn chắc, chặt	40	1,9	60	35	1,9	50	-	-	-
	Sỏi rất rắn chắc, chặt	45	2,0	80	37	2,0	60	-	-	-

b. Tính áp lực bên do nước ngầm

Trường hợp chiều cao mực nước ngầm cao hơn đáy cửa hầm áp lực thủy tĩnh tác dụng vào vỏ cửa hầm là :

$$q_2 = \gamma_{n'}(h-h') \qquad (6\text{-}5)$$

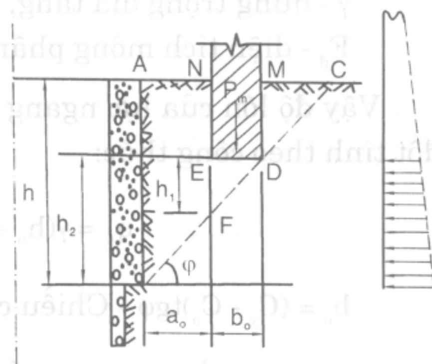
Trong đó :

$\gamma_{n'}$ - khối lượng riêng của nước,T/m³

h'- khoảng cách tính từ mặt đất đến mực nước ngầm, m;

c. Tính áp lực bên do ảnh hưởng móng công trình lân cận

Do ảnh hưởng của móng liền kề được đặt trong khu vực lăng thể trượt làm tăng tải trọng bổ sung của đất vào vỏ hầm (hình 6-3). Chiều cao tăng thêm do tải trọng P_m truyền vào đáy DE của móng lân cận tính như sau.



Hình 6-3. *Sơ đồ tính áp lực bên do ảnh hưởng của móng liền kề*

$$H_o = \frac{P_m}{\gamma . b_o} \qquad (6\text{-}6)$$

Trong đó

H_o - chiều cao tăng thêm, m;

P_o - tải trọng trên 1m dài móng tác dụng vào chiều rộng đáy b_o, T;

γ - dung trọng của địa tầng, T/m³;

b_o - chiều rộng của móng lân cận, m.

Trong điều kiện như thế tải trọng tác dụng vào vỏ cửa hầm có thể tính được dễ dàng bằng phương pháp tính toán trong cơ học ổn định khối đất, cường độ áp lực ngang do móng lân cận tác dụng vào điểm B ở đáy cửa hầm sau chót, được biểu thị

$$q_3 = \gamma H_o \frac{b_o}{a_o + b_o} tg(45^o - \frac{\varphi}{2}) \qquad (6\text{-}7)$$

d. Tính lực ngang do ảnh hưởng móng vỏ phân đốt của cửa hầm

Trường hợp kết cấu vỏ cửa hầm tạo bởi nhiều đốt, móng phân đốt (phần EF hình 6.4) sẽ nén ép địa tầng ở bên dưới nó gây ra lực ngang bổ sung tác dụng vào vỏ. Ảnh hưởng này không chỉ có ở móng phân đốt mà có cả ở kết cấu chính bên dưới tường mở rộng chân. Để thuận tiện trong tính toán ta giả định rằng phần ghép nối giữa móng phân đốt và phần dưới của vỏ không liên kết với nhau. Như vậy, chiều cao tăng thêm (chiều cao chuyển đổi thành cột đất) tại nền của móng phân đoạn tính theo công thức:

$$H = \frac{P_{tt}}{\gamma F_d} \qquad (6\text{-}8)$$

Trong đó:

P_{tt} - tổng tải trọng tính toán thẳng đứng tác dụng vào móng phân đốt, T;

γ - dung trọng địa tầng, T/m³

F_d - diện tích móng phân đốt tựa vào địa tầng, m².

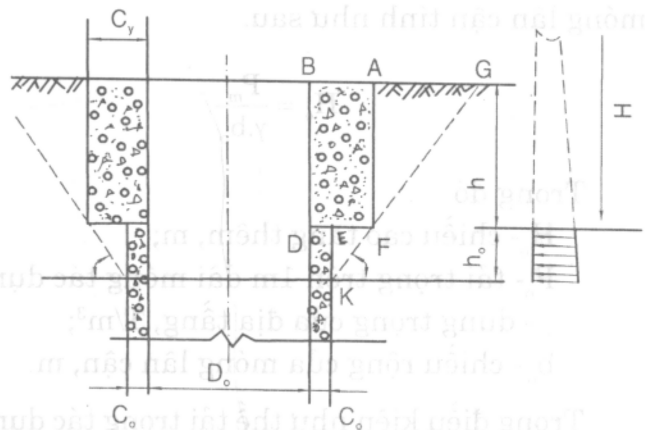
Vậy độ lớn của lực ngang tác dụng vào bên dưới (tiết diện II-II) móng phân đốt tính theo công thức:

$$q_4 = \gamma(h_o + H)tg^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) \tag{6-9}$$

$h_o = (C_y - C_o)tg\varphi$ - Chiều cao của lăng thể trượt EBK, m.

2. Tính chiều dày dự kiến của vỏ cửa hầm.

Chiều dày dự kiến vỏ cửa hầm được lấy theo tải trọng thẳng đứng tác dụng vào nó và điều kiện cân bằng cực hạn, khả năng chịu tải của địa tầng mà vỏ được đặt vào. Thông thường vỏ cửa hầm cần được kiểm tra điều kiện cường độ của tiết diện nhỏ nhất (tiết diện nguy hiểm) đối với tải trọng ngang tác dụng vào nó. Các tải trọng thẳng đứng tác dụng vào vỏ cửa hầm rồi truyền vào địa tầng sao cho phải thoả mãn điều kiện cường độ:



Hình 6-4. *Sơ đồ tính lực ngang do ảnh hưởng của móng phân đốt*

$$P_{tt} \leq RF_d \tag{5 - 10}$$

Trong đó:

P_{tt} - tổng tải trọng thẳng đứng tác dụng vào móng cửa hầm, T;

R - cường độ tính toán thực tế của địa tầng dưới móng cửa hầm, T/m²

F_d - diện tích đáy móng cửa hầm kê lên địa tầng, m².

Trong thực tế cường độ tính toán của vỏ cửa hầm R được xác định bằng cách nhân cường độ tính toán giới hạn R_o với hệ số giảm cường độ η. Nghĩa là:

$$R = \eta.R_o \tag{5-11}$$

Giá trị của η tuỳ thuộc loại đất (cát pha : 0,75, sét : 0,8, địa tầng cứng : 0,85, đá gốc : 0,9)

R_o - Cường độ tính toán giới hạn của nền đất (bảng 5 - 2, 5-3 và 5 - 4).

Bảng 5-2. R_o (kG/cm²) nền đất có lực dính kết nhỏ

N°	Loại đất	Hệ số rỗng e	Trạng thái đất	
			Cứng chắc	Dẻo
1	Cát pha	0,5 0,7	3,0 2,5	3,0 2,0
2	Sét pha	0,5 0,7 1,0	3,0 2,5 2,0	2,5 1,8 1,0
3	Sét	0,5 0,6 0,8 1,1	6,0 5,0 3,0 2,5	4,0 3,0 2,0 1,0

Cường độ giới hạn của đá có thể lấy bằng 0,17 lần cường độ nén giới hạn một trục R_o ($R = 0{,}17R_o$).

Chọn kích thước thoả mãn công thức (6-10) và khi hợp lực tải trọng thẳng đứng tác dụng theo phương trục của giếng (hình 6-4) rồi giải ra ta tìm được chiều dày C_y phần vỏ phía trên của cửa giếng:

$$C_y = \sqrt{\frac{D_o^2}{4} + C_o(D_o + C_o) + \frac{P_{tt}}{\pi R}} - \frac{D_o}{2} \qquad (6\text{-}12)$$

Thế nhưng, khi hợp lực của các lực thẳng đứng tác dụng lệch tâm(không trùng với phương trục của giếng) ta tính độ dày phần vỏ phía trên của cửa hầm theo công thức:

$$C_y = \sqrt{\frac{D_o^2}{4} + C_o(D_o + C_o) + \frac{P_{tt}}{\xi.\pi R}} - \frac{D_o}{2} \qquad (6\text{-}13)$$

ξ - 0,7~0,9 - hệ số xét đến độ lệch tâm.

Bảng 5-3. R_o (kG/cm²) của nền cát

No	Loại đất	Trạng thái nền	
		Chặt	chặt vừa
1	Sỏi cát, cát thô(không phụ thuộc W)	4,5	3,5
2	Cát hạt trung (không phụ thuộc W)	3,5	2,5
3	Cát hạt nhỏ - ít ẩm	3,0	2,0
	- bão hoà, no nước	2,5	1,5
4	Cát chứa bụi - ít ẩm	2,5	2,0
	- ẩm nhiều	2,0	1,5
	- no nước	1,5	1,0

Các ký hiệu khác thể hiện ở trên và hình 6-4.

Một cách tổng quát, khi kết cấu vỏ cửa hầm gồm n đốt thì độ dày của đốt thứ i:

$$C_i = \frac{(n-i+1)(C_y - C_o)}{n} + C_o \qquad (6\text{-}14)$$

Trong đó:

C_o - chiều dày vỏ phía dưới của đốt thứ n (độ dày nhỏ nhất);

D_o - đường kính trong của giếng.

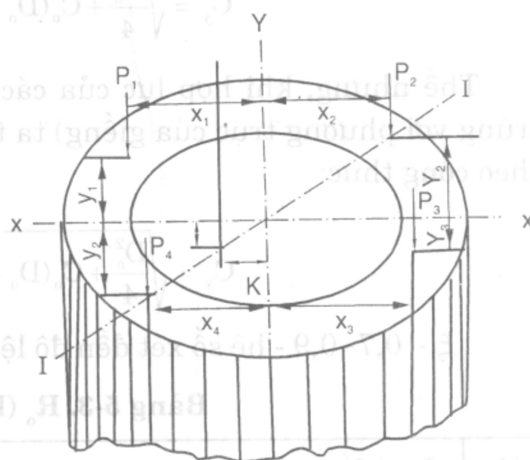
Bảng 5-4. R_o (kG/cm²) của cuội sỏi

Nº	Loại đất	R_o
1	Sỏi chứa cát(sỏi rắn chắc) chặt sít	6,0
2	Cuội sỏi là dăm sạn liên kết với XM	5,0
3	Cuội sỏi là mảnh vụn đá trầm tích	3,0

*. *Số liệu trong bảng 5-2, 5-3 và 5-4 ứng với chiều rộng móng b =0,6-1,0m, độ sâu chôn móng h = 1,5 -2,0m và địa tầng nằm ngang.*

3. Kiểm tra ứng suất của nền dưới móng vỏ

Ứng suất phát sinh trong nền dưới móng vỏ thay đổi theo vị trí tác dụng của tải trọng thẳng đứng tác dụng vào cửa hầm. Khi hợp lực tải trọng đứng tác dụng vào trung tâm giếng thì trong bản thân tiết diện vỏ tất nhiên cũng phát sinh ứng suất nén có độ lớn bằng ứng suất trong nền dưới móng vỏ hầm. Tuy nhiên, trong nhiều trường hợp do sự bố trí các thiết bị ở mặt đất và các điều kiện tải trọng khác nhau làm cho hợp lực tải trọng thẳng đứng từ bên ngoài tác dụng vào cửa hầm gây ra tác dụng lệch tâm vào trung tâm giếng.



***Hình 6-5.** Sơ đồ xác định vị trí hợp lực*

Độ lệch tâm ở trường hợp này (hình 6-5) tìm theo công thức:

$$\left.\begin{aligned} i_x &= \frac{\Sigma P_i X_i}{\Sigma P_i} = \frac{P_1 x_1 + P_2 x_2 + \ldots + P_n x_n}{P_1 + P_2 + \ldots + P_n} \\ i_y &= \frac{\Sigma P_i Y_i}{\Sigma P_i} = \frac{P_1 y_1 + P_2 y_2 + \ldots + P_n y_n}{P_1 + P_2 + \ldots + P_n} \\ i &= \sqrt{i_x^2 + i_y^2} \end{aligned}\right\} \qquad (6\text{-}15)$$

Trong đó:

i_x, i_y - toạ độ x và y của điểm hợp lực tác dụng, m;

P_i - độ lớn của các tải trọng thẳng đứng từ ngoài tác dụng vào cửa hầm,T;

x_i, x_y, - toạ độ x và y của các tải trọng thẳng đứng (P_i),m;

i - khoảng cách từ tâm cửa hầm (điểm gốc toạ độ) đến điểm tác dụng của hợp lực ,m.

Tự trọng vỏ cửa hầm ở nhiều trường hợp đối xứng qua tâm cửa hầm cho nên, vị trí hợp lực của các lực thẳng đứng có xét đến ảnh hưởng của tải trọng bản thân, sau chót tìm được theo công thức:

$$i_p = \frac{\mu.\Sigma P.i}{\mu \Sigma P + Q} \qquad (6\text{-}16)$$

Trong đó:

i_p- vị trí hợp lực tổng tải trọng tính toán thẳng đứng khi xét đến tải trọng bản thân vỏ cửa hầm, m;

$\mu \approx 1{,}2 \sim 1{,}4$ - Hệ số vượt tải;

ΣP - hợp lực của tải trọng tiêu chuẩn thẳng đứng từ ngoài tác dụng vào cửa hầm (không tính tải trọng bản thân), T.

Để các địa tầng dưới móng vỏ hầm chịu được áp lực nén cần thoả mãn điều kiện sau:

$$i_p < [e] \qquad (6\text{-}17)$$

[e]- bán kính trong của tiết diện vỏ hình khuyên, khoảng cách lệch tâm cho phép.

$$[e] = r = \frac{D_y}{8}\left[1 + \left(\frac{D_o}{D_y}\right)^2\right] \qquad (6\text{-}18)$$

D_y- bán kính ngoài của vỏ cửa hầm.

Ứng suất ở nền dưới móng khi có tải trọng nén lệch tâm phải thoả mãn điều kiện (hình 6.6)

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \frac{P_{tt}}{F} \pm \frac{M}{W} = \frac{4P_{tt}}{\pi(D_y^2 - D^2)}\left(1 \pm \frac{8D_y.i_p}{D_y^2 - D^2}\right) \le R_d^{tc} \qquad (6\text{-}19)$$

R_d^{tc} - cường độ chịu nén tiêu chuẩn của nền.

4. Tính chiều dày và kiểm tra ứng suất của vỏ hầm

Chiều dày vỏ cửa hầm được tính đối với tải trọng ngang phân bố đều gây tác dụng lớn nhất tại đoạn có tiết diện giảm. Chiều dày tiết diện vỏ lúc này có thể tính như sau:

$$C_y = \frac{D_o}{2}\left(\sqrt{\frac{R_{btn}}{R_{btn} - 2q}} - 1\right) \quad (6\text{-}20)$$

Trong đó:

$R_{b,tn}$ - cường độ chịu nén tính toán của bê tông, $R_{btn} = m'R'_{bt}$;

R'_{bt} - cường độ chịu nén giới hạn của bê tông;

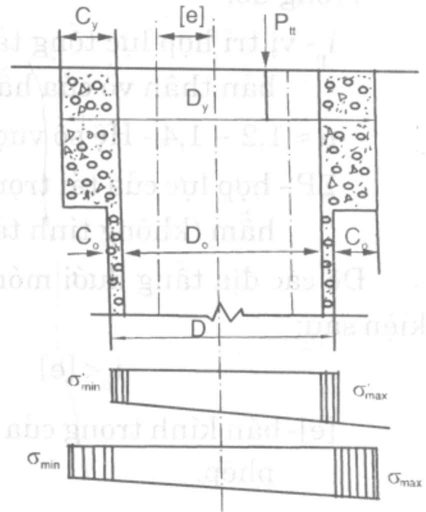
m' - hệ số điều kiện làm việc của vỏ bê tông khi chịu nén.

Ở cửa hầm có các loại công trình phụ trợ do đó, có thể làm cho kết cấu vỏ yếu đi, sự tác dụng của tải trọng thêm phức tạp dẫn đến việc xem xét một cách chính xác trạng thái làm việc của vỏ hầm rất khó khăn. Tuy nhiên, có thể đơn giản hoá bằng cách lấy m'= 0,4 trong trường hợp vỏ cửa hầm chịu ảnh hưởng của công trình phụ trợ ở cửa hầm, sự thẩm thấu của nước ngầm, sự chuyển vị của nền và do thi công đào hầm v.v...

q - cường độ áp lực ngang phân bố đều lớn nhất tác dụng lên tiết diện đang xét.

Việc kiểm tra ứng suất đối với tiết diện vỏ của cửa hầm có xét đến ảnh hưởng của tải trọng đứng và tải trọng ngang như sau.

Do tác dụng của tải trọng đứng tại phần vỏ ở dưới móng phân đốt của cửa hầm sẽ chịu ứng suất lớn nhất. Để an toàn cần loại bỏ ảnh hưởng của nền nó tựa lên. Và trị số lớn nhất của ứng suất nén mà phát sinh tại tiết diện nguy hiểm của vỏ phải nhỏ hơn cường độ tính toán (R_{btn}) mà vỏ tương ứng có thể chịu được (hình 6-6), cụ thể là:



Hình 6-6. Sơ đồ xác định ứng suất trong nền của móng cửa hầm.

$$\sigma'^{max}_{min} = \frac{4P_{tt}}{\pi(D^2 - D_o^2)}\left(1 \pm \frac{8Di_p}{(D^2 + D_o^2)}\right) \leq R_{btn} \quad (6\text{-}21)$$

Trong đó:

σ'^{max}_{min} - biểu đồ ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất tại tiết diện vỏ làm nhỏ lại, khi chịu nén lệch tâm;

D - đường kính ngoài đoạn vỏ làm nhỏ lại;

i_p - độ lệch tâm của tải trọng nén lệch tâm;

Việc kiểm tra tiết diện vỏ chịu tải trọng ngang là tìm ứng suất tại tiết diện hình khuyên sao cho độ lớn của ứng suất này phải nhỏ hơn cường độ tính toán

của vỏ tương ứng, nghĩa là phải thoả mãn điều kiện sau:

$$\sigma''_{\substack{max\\min}} = \frac{2qD^2}{D^2 - D_o^2} \leq R_{bt.n} \qquad (6\text{-}22)$$

Trong đó:

$\sigma''_{\substack{max\\min}}$ - ứng suất pháp lớn nhất xảy ra ở tiết diện hình khuyên khi áp lực ngang phân bố đều tác dụng,

q - cường độ áp lực ngang phân bố đều.

Và tiết diện nguy hiểm cũng cần phải kiểm tra đối với ứng suất kéo tác dụng vào nó. Khi nền ở phần dưới cùng tường dạng chân ngàm của vỏ cửa hầm không phải là đá gốc thì lúc thi công ở phần tiết diện làm hẹp lại tức phần dưới là tiết diện nguy hiểm (tiết diện I-I) ứng suất kéo sẽ phát sinh (hình 6-7). Khi đó kích thước của tiết diện nguy hiểm được xác định bằng biểu thức điều kiện cân bằng sau đây:

$$\Sigma Q_i \leq R_{btK}.F_{bt} \qquad (6\text{-}23)$$

Trong đó:

ΣQ_i - tổng các lực kéo tính toán tác dụng vào tiết diện nguy hiểm;

$$\Sigma Q_i = Q_1 + Q_2 + Q_3.$$

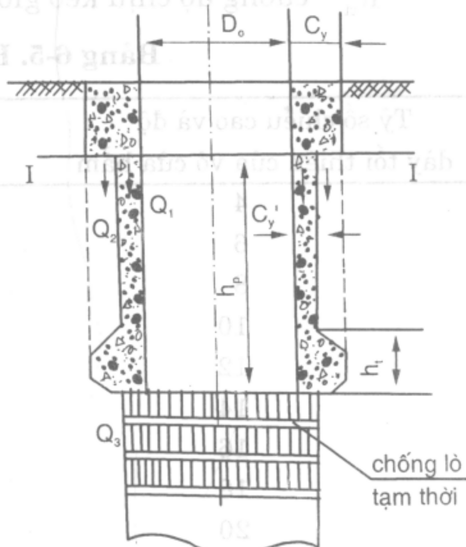
Q_1 - trọng lượng vỏ cửa hầm ứng với đoạn dưới tiết diện nguy hiểm, T;

Q_2 - trọng lượng địa tầng đè lên tường chân ngàm, T;

Q_3 - lực kéo của cốt thép neo vào phía dưới tường chân ngàm (khi neo buộc chống lò tạm thời hoặc vĩnh cửu vào tường chân ngàm), T;

R_{btk} - cường độ lực kéo tính toán của bê tông, T/m²:

$$R_{btk} = m''.\ R''_{bt}$$



Hình 6-7. Sơ đồ kiểm tra dựa vào ứng suất kéo của vỏ cửa hầm

R''_{bt} - cường độ chịu kéo giới hạn của bê tông (bảng 4-9);

m”- hệ số điều kiện làm việc của vỏ khi bê tông chịu kéo($\approx 0,8$);

F_{bt}- diện tích tiết diện bê tông nguy hiểm của vỏ hầm.

Biến đổi biểu thức kiểm tra ứng suất tại tiết diện nguy hiểm ta được:

$$\sigma_K = \frac{\Sigma Q_i}{\pi.C'_y(D_o + C'_y)} \leq T_{btK} \qquad (6\text{-}24)$$

Trong đó:

σ_k - ứng suất kéo phát sinh tại tiết diện nguy hiểm;
C_y' - chiều dày tiết diện nguy hiểm.

Nếu chưa thoả mãn công thức (6-24) thì phải tăng chiều dày tiết diện (C'_y) hoặc tăng lượng cốt thép trong vỏ. Lượng cốt thép cần tăng theo phương trục vỏ tính như sau:

$$F_{ct} = \frac{\Sigma Q_i}{R_{ctK}} \tag{6-25}$$

Trong đó:
F_{ct} - tiết diện cốt thép cần thiết, cm^2;
ΣQ_i - tổng lực kéo, kG;
R_{ctK} - cường độ chịu kéo của cốt thép, kG/cm^2.

$$R_{ctK} = m''_{ct} R''_{ct}$$

m" - hệ số điều kiện làm việc của cốt thép (m" = 0,55);
R''_{ct} - cường độ chịu kéo giới hạn của cốt thép (bảng 4-10)

Bảng 6-5. Hệ số uốn dọc của vỏ hầm

Tỷ số chiều cao và độ dày tối thiểu của vỏ cửa hầm	Hệ số uốn dọc φ'	
	Trong bê tông	Trong BTCT
4	0,98	1,0
6	0,96	1,0
8	0,91	1,0
10	0,86	1,0
12	0.82	1,0
14	0,77	0,9
16	0,72	0,88
18	0,68	0,80
20	0,63	0,73
22	0,59	0,67
24	0,55	0,62
26	0,51	0,57
28	0,47	0,53
30	0,44	0,50

Tiến hành kiểm tra độ an toàn của vỏ bằng BTCT có tính đến ảnh hưởng sự uốn dọc hầm, cấu kiện chịu nén đúng tâm, theo công thức:

$$P_{tt} \le \varphi'(R'_{htn}.F_{bt} + R'_{ctn}.F_{ct}) \tag{6-26}$$

Trong đó:
P_{tt} - tổng tải trọng tính toán tác dụng vào vỏ hầm, kG;

φ' - hệ số uốn dọc khi vỏ chịu uốn (bảng 6-5);

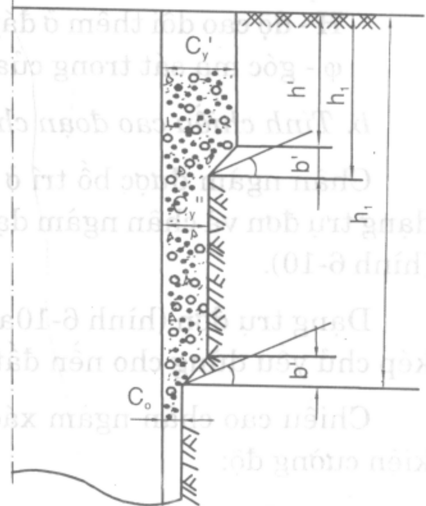
F_{bt} - tiết diện của bê tông vỏ hầm, cm^2;

F_{ct} - tiết diện của cốt thép trong vỏ hầm, cm^2.

5. Tính chiều sâu và tường chân ngàm của vỏ cửa hầm

a. Tính chiều sâu vỏ cửa giếng.

Chiều sâu vỏ cửa giếng là chiều sâu từ mặt đất đến chân tường chân ngàm hoặc đến điểm tựa dưới của đoạn cuối cùng vỏ cửa giếng. Chân tựa vào địa tầng của vỏ cửa giếng được cấu tạo nằm ngang hoặc nghiêng. Độ sâu này tuỳ thuộc vào điều kiện địa chất và địa chất thuỷ văn của khu vực cửa giếng được xây dựng, vào đặc điểm tải trọng tác dụng vào cửa giếng, kết cấu vỏ cửa giếng, quy mô của công trình phụ trợ lân cận và các ảnh hưởng của chúng,...



***Hình 6-8.** Sơ đồ tính chiều sâu vỏ cửa giếng gồm 2 đốt*

Khi vỏ cửa giếng tạo bởi các đốt chân vát nghiêng, chiều sâu của đốt xác định như hình 6-8

- Chiều sâu đốt thứ nhất (tính từ đỉnh cửa giếng):

$$h'_1 = m_1.h_b + b' \quad (6\text{-}27)$$

Trong đó:

m_1 - hệ số hiệu chỉnh ($m_1 = 1,25 \div 1,30$)

h_b - độ sâu băng giá của khu vực

b' - chiều cao móng của đoạn vát nghiêng

$$b' = (C'_y - C''_y)tg\alpha$$

α - góc vát của móng vát nghiêng so với mặt phẳng ngang, độ

Độ sâu đáy của đốt thứ hai:

$$h''_1 = h'_1 + nh' + b'' \quad (6\text{-}28)$$

Trong đó:

n = 2,0 ~ 3,0 - hệ số dôi dư

$$b'' = (C''_y - C_o)tg\alpha$$

Khi đào hang ở khu vực vỏ cửa giếng (hang thông gió, đường cứu nạn, hốc đặt giá đỡ,...) đoạn trên tường chân ngàm phải bố trí sao cho ở chỗ thấp hơn đáy của hang này (hình 6-9). Tổng chiều cao vỏ cửa hầm xác định như sau:

$$h = h_o + a_o + h_c \quad (6\text{-}29)$$

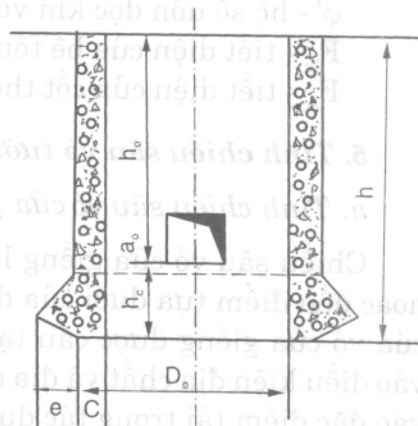
Trong đó:

h_o - độ sâu từ mặt đất đến đáy hang (hốc đặt giá đỡ);

a_o - khoảng cách từ đáy hang đến mặt trên đỉnh chân ngàm;

h_c - chiều cao chân ngàm;

Trường hợp dùng tường chân ngàm ở nền đất yếu, cao độ đáy đường hầm được đào xuyên qua vách vỏ phải ở vị trí độ cao h_h tính từ đáy tường chân ngàm.



Hình 6-9. Sơ đồ bố trí tường chân ngàm vỏ cửa giếng

$$h_h = K_1 H tg^4\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (6\text{-}30)$$

$K_1 = 1{,}5 \sim 2{,}0$ - hệ số an toàn;

H - độ cao dôi thêm ở đáy tường chân ngàm;

φ - góc ma sát trong của nền.

b. Tính chiều cao đoạn chân ngàm

Chân ngàm được bố trí ở phần thấp nhất của vỏ hầm được chia thành chân dạng trụ đơn và chân ngàm dạng trụ kép tuỳ theo đặc điểm của nền mà nó tựa lên (hình 6-10).

Dạng trụ đơn (hình 6-10a và hình 6-10b) được dùng cho nền đá gốc, dạng trụ kép chủ yếu dùng cho nền đất yếu.

Chiều cao chân ngàm xác định theo điều kiện cường độ:

$$P_{tt} \le S.\tau_{btc} \qquad (6\text{-}31)$$

Trong đó:

P_{tt} - tổng tải trọng thẳng đứng tác dụng từ phần trên xuống chân ngàm, T;

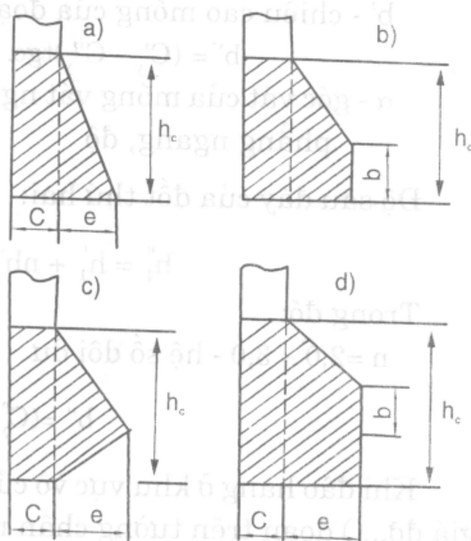
S - diện tích mặt cắt của chân ngàm (phần gạch rời hình 6- 10), m^2

τ_{btc} - cường độ chống cắt tính toán của bê tông:

$$\tau_{bt} = m_o.\tau$$

$m_o = 0{,}5$ - hệ số điều kiện làm việc của bê tông dùng cho tính vỏ cửa hầm .

τ - Cường độ chống cắt giới hạn của bê tông, kG/cm^2 (bảng 4-9).



Hình 6-10. Hình dạng đoạn chân ngàm

6. Kiểm tra khả năng phát sinh khe nứt.

Tại tiết diện nguy hiểm nhất (chỗ tiết diện nhỏ lại) khe nứt có thể phát sinh

do lực kéo tác dụng từ dưới lên. Khi tiết diện nguy hiểm làm bằng BTCT nếu thoả mãn điều kiện sau sẽ không phát sinh khe nứt.

$$\Sigma Q_i \le mR_{btK}F_{bt}\left(1 + 2n_0\frac{F_{ct}}{F_{bt}}\right) \qquad (6\text{-}32)$$

Trong đó:

ΣQ_i- tổng các lực kéo tính toán tác dụng vào tiết diện nguy hiểm;

m - hệ số điều kiện làm việc có xét đến khả năng phát sinh khe nứt;

$n_0 = \frac{F_{ct}}{F_{bt}}$ - tỷ số của hệ số đàn hồi cốt thép và bê tông.

Trường hợp không thoả mãn điều kiện (6-32) nhất thiết phải tính toán khe nứt và khe nứt có bề rộng phải nhỏ hơn 0,2 mm. Tính toán khe nứt giống như tính cấu kiện chịu kéo đúng tâm.

Quá trình tính toán trên đây chỉ đề cập đến cửa hầm ở vùng đất yếu và chiều dày tầng phủ lớn. Nói chung móng chân ngàm của vỏ cửa hầm phải bố trí tựa vào đá gốc. Lúc đó, ta chỉ cần kiểm tra tiết diện đối với áp lực ngang và tính toán phần chân ngàm là đủ.

2.3. Bài toán ví dụ

Hãy tính toán cửa hầm của giếng tròn có đường kính trong D_0= 6,0 m với điều kiện sau đây:

Trên cửa hầm đặt tháp có 4 cột có tải trọng và vị trí là:

$P_1 = P_2 = 250T$; $P_3 = P_4 = 150T$; $x_1 = x_2 = 3,0m$ và $y_1 = y_2 = 2,5m$;

$x_3 = x_4 = 3,5m$ và $y_3 = y_4 = 1,5m$

Đặc điểm của địa tầng xung quanh cửa hầm theo tài liệu khảo sát địa chất ghi ở bảng 6-6,

Bảng 6-6.

Khu vực	Độ sâu H(m)	Tên đất đá	Góc ma sát trong φ	Dung trọng γ	Cường độ nén giới hạn R_0
I	5	sét pha	35°	1,8 t/m³	3kG/cm²
II	20	sét	35°	1,8t/m³	4kG/cm²

Chiều sâu đóng băng tiêu chuẩn của vùng h_b=1,5m. Từ đỉnh cửa hầm đến độ sâu h_0=10 m đào hầm thông gió.

Bài giải.

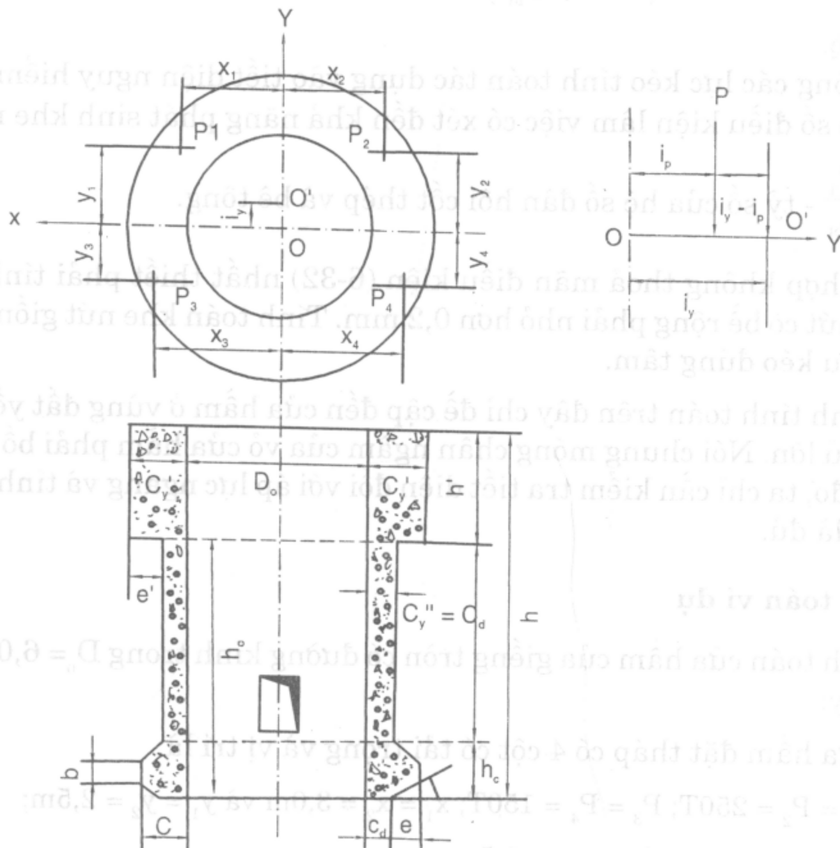
1. Chọn hình dạng kết cấu vỏ cửa hầm

Vỏ cửa hầm dùng kết cấu BTCT toàn khối mác 150#, cửa hầm dùng một đốt phía dưới cùng có tường chân ngàm (hình 6-11).

Chiều sâu vỏ cửa hầm tính theo công thức (6-27, 6-29).

Độ sâu đốt đầu dùng móng đáy phẳng nên xác định như sau:

$$h' = m_1 h_h = 1{,}3 \times 1{,}5 \approx 2{,}0 \text{ m}$$



***Hình 6-11**. Sơ đồ tính vỏ cửa hầm*

Chọn chiều cao chân ngàm $h_c = 1{,}8$ m.

Độ sâu từ mặt đất đến móng chân ngàm, tức là độ sâu của vỏ cửa hầm tính theo công thức (6-29):

$$h = h_o + a_o + h_c = 10 + 0{,}2 + 1{,}8 = 12 \text{m}$$

Ở đây lấy $h_o = 10$ m, $a_o = 0{,}2$ m.

2. Tải trọng tác dụng vào cửa hầm.

Tìm tổng tải trọng thẳng đứng theo công thức (6-1):

$$P_{tt} = n\Sigma P_i + Q = 1{,}1.800 + 520 = 1400 \text{ T}.$$

$$\Sigma P_i = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 250 + 250 + 150 + 150 = 800 \text{ T}$$

Trọng lượng bản thân vỏ cửa hầm (hình 6-11) $Q \approx 520$ T. Tổng tải trọng thẳng

đứng có thể xem là chúng được phân bố lên đốt ở trên và đáy móng chân ngàm ở phía dưới. Do đó, tải trọng thẳng đứng tác dụng vào đoạn trên hoặc chân ngàm ở dưới như sau:

$$P'_{tt} = P''_{tt} = \frac{P_{tt}}{2} = 1400 : 2 = 700T$$

Xác định điểm tác dụng của các tải trọng thẳng đứng theo công thức (6-15, 6-16):

$$i_y = \frac{\Sigma P.y}{\Sigma P_i} = \frac{250.2,5 + 250.2,5 - 150.1,5 - 150.1,5}{800} = 1,0m$$

$$i_p = \frac{n\Sigma P.i_y}{n\Sigma P + Q} = \frac{1,1.800.1,0}{1,1.800 + 520} = 0,63m$$

và $i_y - i_p = 1,0 - 0,63 + 0,37m$

3. Tính chiều dài dự kiến của vỏ cửa hầm.

Dựa vào công thức (6-13) để xác định một cách tạm thời độ dày C_y'của đốt thứ nhất và độ dày C_c của chân ngàm. Giả sử độ dày vỏ thuộc đoạn móng của đốt thứ nhất và chân ngàm là $C''_y = C_o = 0,5m$. Móng của đốt một kê lên tầng cát pha và chân ngàm tựa vào tầng sét thì cường độ tính toán của các địa tầng này được xác định theo công thức (6-11):

$$R' = \eta.R'_o = 0,8.3 = 2,4kG/m^2 = 24T/m^2$$

$$R'' = \eta.R'_o = 0,8.4 = 3,2kG/m^2 = 32T/m^2$$

Khi xét đến sự tác dụng lệch tâm ta lấy $\xi = 0,85$ và thay các giá trị trên vào công thức (6-13) tính được độ dày của đốt một:

$$C'_y = \sqrt{\frac{D_o^2}{4} + C_o(D_o + C_o) + \frac{P'_{tt}}{\xi\pi.R'}} - \frac{D_o}{2} =$$

$$= \sqrt{\frac{6^2}{4} + 0,5(6 + 0,5) + \frac{700}{0,85.3,14.24}} - \frac{6}{2} = 1,82m \approx 1,9m$$

và độ dày móng chân ngàm

$$C'_c = \sqrt{\frac{D_o^2}{4} + C_o(D_o + C_o) + \frac{P''_{tt}}{\xi\pi.R''}} - \frac{D_o}{2} =$$

$$= \sqrt{\frac{6^2}{4} + 0,5(6 + 0,5) + \frac{700}{0,85.3,14.32}} - \frac{6}{2} = 1,53 \approx 1,6m$$

4. Tính toán chiều cao móng chân ngàm

Chiều cao móng chân ngàm được giả định ở trên cần được kiểm tra theo công thức (6-31). Diện tích tiết diện mặt nghiêng tựa lên địa tầng của đáy móng chân ngàm (hình 6-11) là:

$$F_d = \frac{\pi}{\cos\alpha} e''(D_o + 2C_o + e'') = \frac{3,14}{0,966}.1,1(6 + 2.0,5 + 1,1) = 29,1m^2$$

Chiều cao của lực phụ thêm tác dụng vào đáy móng chân ngàm tính theo công thức (6-8):

$$H = \frac{P_{tt}}{\gamma_d F_d} = \frac{700}{1,8.29,1} = 13,3m$$

Chiều cao tính từ đáy hầm thông gió đến móng chân ngàm thoả mãn điều kiện sau sẽ ngăn chặn được sự sụt lở đất đá ở vách hầm: $h_h < h_c$

Từ công thức (6-30) ta có:

$$h_h = K_1 Htg^4\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = 1,5.13,3.0.073 = 1,46 \Rightarrow h_h = 1,46 < h_c = 1,8m$$

Vậy vùng phụ cận của đường hầm thông gió phụ trợ đảm bảo an toàn.

Dùng công thức (6-31) để tính lực cắt xảy ra tại móng chân ngàm:

$$\tau = \frac{P''_{tt}}{S} = \frac{P''_{tt}}{\pi(D_o + 2C''_y).h_c} = \frac{700}{3,14(6 + 2.0,5)1,8} = 17,7T/m^2$$

Vậy kích thước của móng chân ngàm đã chọn thoả mãn điều kiện :

$$\tau = 17,7\ T/m^2 < T_{btd} = 0,5.100 = 50\ T/m^2.$$

5. Tính chiều dày của vỏ cửa hầm.

Độ dày vỏ cửa hầm phụ thuộc vào tải trọng ngang và tính theo công thức (6-15).

a. Tính tải trọng ngang.

Trước tiên tính các số hạng trong công thức (6-2)

- Cường độ áp lực đất tính theo công thức (6-3):

$$q_1 = \gamma.h.tg^2\left(45^o - \frac{\varphi}{2}\right) = 1,8.12.0,271 = 5,9T/m^2$$

Ở đây: $\gamma = 1,8T/m^3$, $h = 12$ m và $\varphi = 35^o$.

Xác định áp lực bên trong hầm theo công thức (6-4):

$$q_2 = \gamma_{n'}(h - h') = 1,0(12 - 2) = 10\ T/m^2$$

h' - chiều cao mực nước trong công trình ngầm ở thấp hơn mặt đất là 2m.

Tại địa điểm ở ngoài vỏ cửa hầm và cách nó một khoảng a_o = 3,0 m có đặt móng máy biến áp có tải trọng 45 T/m và chiều rộng của móng b_o = 1,2 m. Vậy chiều cao tăng thêm lúc này được tính theo công thức (6-6):

$$H_o = \frac{P_m}{\gamma_o b_o} = \frac{45}{1,8.1,2} = 21m$$

Cường độ áp lực bên tác dụng vào vỏ cửa hầm do móng máy gây ra tại độ sâu 2,5m tính từ mặt đất, được tính theo công thức (6-7):

$$q_3 = \gamma.H_o\frac{b_o}{a_o + b_o}tg^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 1,8.21.\frac{1,2}{3+1,2}.0,271 = 2,94 \approx 3,0T/m^2$$

Dựa vào công thức (6-8) tính được chiều cao phụ thêm tác dụng vào đáy đốt thứ nhất là:

$$H = \frac{P'_{tt}}{\gamma.F_d} = \frac{700}{1,8.37,4} = 10,4 \approx 11,0m$$

$$F_d = \pi e'(D_o + 2C_o + e') = 3,14(1,9 - 0,5)[6 + 2.0,5 + (1,9 - 0,5)] = 37,4\ m^2$$

Vậy, cường độ áp lực bên do ảnh hưởng của móng đốt thứ nhất gây ra (theo công thức 6-9) là:

$$q_4 = \gamma(h_o + H)tg^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 1,8(1,0 + 11)0,271 = 5,9T/m^2$$

Ở đây: $h_o = (C'_y - C''_y)tg\varphi = (1,9 - 0,5)0,7 = 0,98 \approx 1,0m$

thay các giá trị tính được ứng với công thức (6-2) thì tổng tải trọng ngang là:

$q = n(q_1 + q_2 + q_3 + q_4) = 1,2(5,9 + 10 + 3,0 + 5,9) = 29,9 \approx 30T/m^2$

b. Tính độ dày vỏ

Khi tính độ dày vỏ ta tính tiết diện vỏ bị thu hẹp lại nhận áp lực ngang lớn nhất theo công thức (6-20). Cường độ chịu nén tính toán của bê tông M150# là.

$$R_{bt.n} = m'R'_{bt} = 0,4.65 = 26kG/cm^2 = 260\ T/m^2$$

Ở đây lấy m' = 0,4 và cường độ nén giới hạn của bê tông M150# tra bảng (4-9).

Thay các giá trị vào công thức (6-20) và giải ra được:

$$C''_y = \frac{D_o}{2}\left(\sqrt{\frac{R_{bt.n}}{R_{bt.n} - 2q}} - 1\right) = \frac{6}{2}\left(\sqrt{\frac{260}{260 - 2.30}} - 1\right) = 0,42m$$

Như đã dự kiến ở trên ta chọn C''_y = 0,5m.

c. Kiểm tra ứng suất trong vỏ.

Ứng suất phát sinh tại đáy móng đốt thứ nhất do tải trọng thẳng đứng được kiểm tra theo công thức (6-21), (hình 6-11):

$$\sigma''_{max} = \frac{4P_{tt}}{\pi(D^2 - D_o^2)}.\left(1 + \frac{8.D.I_p}{D^2 - D_o^2}\right) = \frac{4.1400}{3,14(7^2+6^2)}\left(1 + \frac{8.7.0,63}{7^2+6^2}\right) = 194T/m^2 < R_{btn} = 260T/m^2$$

Ứng suất nén lớn nhất tại tiết diện nguy hiểm nhất do lực ngang gây ra phải thoả mãn điều kiện (6-22).

$$\sigma''_{max} = \frac{2qD^2}{D^2 - D_o^2} = \frac{2.30.7^2}{7^2 - 6^2} = 234T/m^2 < R_{bt.n} = 260T/m^2$$

Vậy tiết diện đã chọn thoả mãn yêu cầu.

- Kiểm tra ứng suất kéo tại tiết diện nguy hiểm.

Tải trọng bản thân của vỏ cửa hầm.

$$Q = \pi\gamma[C''_y(D_o + C''_y)h + e'(D_o + 2C''_y + e_1)h' + e''(D_o + 2C_o + e'').0,5(h_c + b) =$$
$$= 3,14.2,3[0,5(6 + 0,5)12 + 1,4(6 + 2.0,5 + 1,4)2 + 1,1(6 + 2.0,5 + 1,1)0,5(1,8 + 0,4)$$
$$= 520T$$

Như vậy, tải trọng này bằng tải trọng của vỏ dự kiến, quá trình tính toán là hợp lý.

Tính toán các lực kéo đối với tiết diện nguy hiểm (tiết diện được làm hẹp lại). Trọng lượng bản thân của vỏ cửa hầm ở dưới móng đốt thứ nhất:

$$Q_1 = \pi\gamma[C''_y(D_o + C''_y)h_p + 0,5e''(D_o + 2C''_y + e'')(h_c + b) =$$
$$= 3,14.2,3[0,5(6 + 0,5)10 + 0,5.1,1(6 + 2.0,5 + 1,1)(1,8 + 0,4) = 300T$$

Tải trọng địa tầng nằm trên móng chân ngàm

$$Q_2 = \pi.\gamma_d\left(h_p - \frac{3}{4}h_c\right)(D_o + 2C''_y + e'')e'' =$$
$$= 3,14.1,8[10 - \frac{3}{4}1,8)(6 + 2.0,5 + 1,1)1,1 = 436T$$

Lực kéo của vòng đai cốt thép móc vào móng chân ngàm (phục vụ thi công hoặc dùng để nối tấm bê tông cốt thép kiểu lắp ghép:

$$Q_2 = \frac{\pi d^2}{4}\sigma_{ct}.n = \frac{3,14.0,03^2}{4}.30000.12 = 316T$$

Trong đó:

d - đường kính thép râu (30 mm);

σ_{ct} - cường độ giới hạn của cốt thép (3000Kg/cm²);

n - số thanh thép (12 cái).

Vậy: $\Sigma Q_i = Q_1+Q_2+Q_3 = 300 + 436 + 316 \approx 1050T$

Kiểm tra ứng suất kéo theo công thức (6-24):

$$\sigma_K = \frac{\Sigma Q_i}{\pi.c''_y(D_o + C''_y)} = \frac{1050}{3,14.0,5(6+0,5)} = 103T/m^2$$

Như vậy, tiết diện đã chọn với C''_y= 0,5m không đảm bảo nên cần tăng tiết diện hoặc bố trí thêm cốt thép vào bê tông. Ta chọn cách bố trí cốt thép trong bê tông.

d. Tính lượng cốt thép.

Dùng thép CT3 ϕ 25 có tiết diện một thanh f_{ct}= 0,00049 m², cường độ chịu kéo

$$R_{ct.K} = m''_{ct}R''_{ct} = 0,55.2800 = 1375kG/cm^2 = 13750T/m^2$$

Tổng tiết diện cốt thép dọc (cốt thép chịu lực) tính theo công thức (6-25):

$$F_{ct} = \frac{\Sigma Q_i}{R_{ct.k}} = \frac{1050}{13750} \approx 0,075m^2$$

Số thanh thép cần dùng:

$n = \frac{F_{ct}}{f_{ct}} = \frac{0,075}{0,00049} = 153 \approx 160$ thanh, gồm lớp ngoài và lớp cốt thép trong bằng nhau và bằng 80 thanh

e. Kiểm tra về sự phát sinh khe nứt tại tiết diện nguy hiểm.

Mức độ phát sinh khe nứt được kiểm tra theo công thức (6-32) và theo cường độ giới hạn Q' của lực kéo an toàn.

$$Q' = m.R_{htk}F_{bt}\left(1 + 2n_o\frac{F_{ct}}{F_{bt}}\right) = 1,9.52.10,125\left(1 + 12,75\frac{0,075}{10,125}\right) = 1200T$$

Đảm bảo an toàn về sự phát sinh khe nứt vì ΣQ_i= 1050 T < Q' =1200T

6. Kiểm tra ứng suất nền dưới móng vỏ cửa hầm

Tiến hành kiểm tra ứng suất nền theo công thức (6-19).

a. Kiểm tra ứng suất nền dưới móng của đốt thứ nhất.

Ứng suất nén lớn nhất do tải trọng thẳng đứng tác dụng lệch tâm vào nền:

$$\sigma_{max} = \frac{4P'_{tt}}{\pi(D_y^2 - D^2)}\left(1 + \frac{8D_y i_P}{D_y^2 + D^2}\right) = \frac{4.700}{3,14(9,8^2 - 7^2)}\left(1 + \frac{8.9,8.0,63}{9,8^2 - 7^2}\right) = 52,2T/m^2$$

Cường độ chịu tải tính toán của nền : R'=24 T/m² nghĩa là σ_{max} >R'. Tuy nhiên, theo quy phạm ứng suất σ_{max} không vượt quá 5% nên vẫn đảm bảo an toàn.

b.Kiểm tra ứng suất nền dưới móng tường chân ngàm.

$$\sigma''_{max} = \frac{4P''_u}{\pi(D_{y1}^2 - D^2)}\left(1 + \frac{8D_{y1}i_p}{D_{y1}^2 + D^2}\right) = \frac{4.700}{3,14(9,2^2 - 7^2)}\left(1 + \frac{8.9,8.0,63}{9,2^2 - 7^2}\right) = 33T/m^2 > R'' = 32T/m^2$$

Ứng suất σ_{max} không vượt quá 5% nên nền vẫn đảm bảo an toàn.

§3. TÍNH TOÁN CHỐNG LÒ BẰNG GỖ

3.1. Cấu tạo chung của chống lò bằng gỗ

Chống lò bằng gỗ ở phần thân đường hầm theo cấu tạo được chia thành: chống lò kiểu khung, vì chống khung có gim neo và vì chống có cột đỡ.

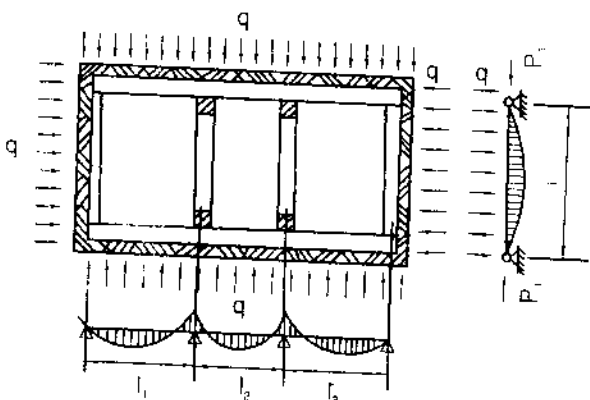
- Vì chống kiểu khung : chủ yếu dùng cho hầm đứng (giếng) được xây dựng trong vùng địa tầng tương đối yếu, khung được làm bằng gỗ thông (đôi khi bằng vật liệu khác) và được ken liên tiếp vào vách hầm. Các khung đỡ có vai trò như tường chân ngàm, các khung được đặt cách nhau từ 3 ~ 5m và đào vào vách đứng sâu thêm 0,5 ~ 0,7m để đặt khung.

- Vì chống kiểu khung có gim neo: dùng cho giếng được xây dựng trong vùng địa tầng tương đối cứng chắc. Các khung bên dưới được neo chặt vào khung bên trên và làm lần lượt từ trên xuống dưới. Các thanh làm khung có tiết diện vuông 15×15 hoặc 20×20 cm và bố trí cách nhau 0,8~1,5m. Đường kính các thanh neo (dọc) khoảng ϕ= 20÷30 mm. Các khung đỡ (dùng thanh kép), được bố trí cách nhau khoảng 25-30 m.

- Vì chống kiểu khung có cột đỡ dùng cho vùng địa tầng ổn định chắc chắn, ở khoảng cách giữa hai vì chống cứ 0,5~1,5 m bố trí 1 cột chống. Khi thi công vì chống tiến hành chống lò từ dưới lên.

3.2. Những điểm chính của phương pháp chống lò bằng gỗ.

Tính toán vì chống kiểu khung được tiến hành đối với thanh đặt ở cạnh ngắn (hình 6-12) vì cạnh dài đã có nhiều thanh chống để tạo khoảng trống cho các thiết bị vận chuyển.



Hình 6.12. *Sơ đồ tính chống lò kiểu khung*

Lực tác dụng vào thanh ngắn là lớn nhất. Như thấy trên hình 6-12 thanh ngắn sẽ làm việc như một cấu kiện chịu uốn và chịu nén dọc trục. Tuy nhiên, lực nén P_1 dọc trục lại chỉ

bằng 5 - 8% q (lực ngang). Vì vậy, trong thực tế tính toán, để đơn giản, có thể bỏ qua lực P_1 và coi thanh chỉ đơn thuần cấu kiện chịu uốn.

Khi tải trọng phân bố đều q tác dụng thì tiết diện cần thiết của cấu kiện được tính như sau:

$$W = \frac{M_{max}}{[\sigma_u]} = \frac{ql^2a}{8[\sigma_u]} \qquad (6\text{-}33)$$

Trong đó:

W - mô men kháng uốn của tiết diện thanh, cm^3;

M_{max} - mômen uốn lớn nhất của cấu kiện khung kG/cm;

q - cường độ áp lực ngang phân bố đều, kG/cm^2;

l - chiều dài tính toán của thanh ngắn, cm;

a - khoảng cách giữa trục các khung, cm;

$[s_u]$ - ứng suất uốn cho phép của vật liệu, kG/cm^2.

Khi biết khoảng cách a giữa các khung nhờ công thức 6-33 sẽ tính được tiết diện cần thiết của thanh ngắn. Ngược lại, độ lớn của tiết diện thanh cho trước sẽ tính được khoảng cách a cần thiết.

1. Tính toán chống lò kiểu khung gim neo và kiểu khung có cột chống đỡ.

Dựa vào công thức 6-33 tính đường kính thanh khung bằng gỗ thông như sau:

$$d = 1,08\sqrt[3]{\frac{ql^2a}{[\sigma_u]}}, cm \qquad (6\text{-}34)$$

Khi dùng thanh tiết diện chữ nhật thì cạnh ngang là:

$$b = \sqrt{\frac{3}{4h}\frac{ql^2a}{[\sigma_u]}}, cm \qquad (6\text{-}35)$$

h - chiều cao của thanh, cm

2. Tính toán vì chống kiểu khung

Đường kính của thanh vì chống bằng gỗ thông:

$$d = 1,12l\sqrt{\frac{q}{[\sigma_u]}}, \ cm \qquad (6\text{-}36)$$

Khi thanh có tiết diện chữ nhật, chiều ngang là:

$$b = \sqrt{\frac{3}{4}\frac{ql^2}{[\sigma_u]}}, cm \qquad (6\text{-}37)$$

3. Tính toán khung đỡ (dùng thanh kép)

Ta coi toàn bộ trọng lượng của các khung bên trên, do không sát vào vách đá, tác dụng vào móng của vì chống. Chiều dài của khung đặt lên địa tầng phải thoả mãn điều kiện:

$$l_d \geq \frac{Q_1}{2b[\sigma_u]} \qquad (3\text{-}38)$$

Trong đó:

l_d- chiều dài của phần đặt lên địa tầng của khung, cm;

b- chiều rộng của khung đỡ, cm;

Q_1 - tải trọng tập trung tác dụng vào một khung đỡ, kG;

$[\sigma]$ - ứng suất nén cục bộ cho phép của địa tầng hoặc vật liệu làm khung đỡ kG/cm².

Đối với gỗ bạch đàn $[\sigma_{ph}]$ = 20 kG/cm². Ứng suất nén cục bộ cho phép của địa tầng lấy theo hệ số cường độ nêu ở bảng 6-7.

Bảng 6-7. Ứng suất nén cục bộ cho phép của địa tầng

Hệ số cường độ f_c	1-3	3-6	6-8	8-10
$[\sigma_{gh}]$, kG/cm²	1,5-5	5-10	10-15	15-20

Khung đỡ phát sinh mô men uốn do tải trọng tập trung từ khung chính truyền xuống và sơ đồ tính như trên hình 6-13b.

Mô men uốn tính như sau:

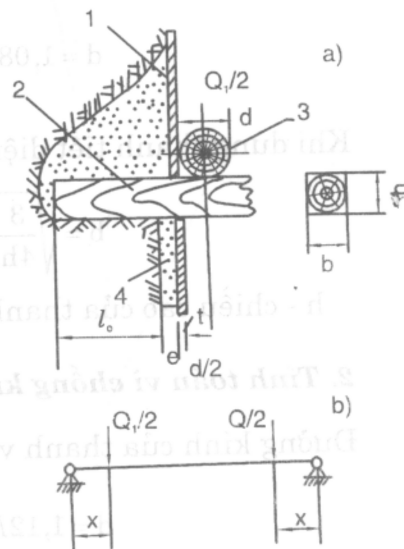
$$M = \frac{Q_1}{2}x \qquad (6\text{-}39)$$

x - khoảng cách tính từ điểm tác dụng của lực tập trung đến điểm đỡ của khung chống đỡ

$$x = \frac{l_o}{2} + e + t + \frac{d}{2}$$

Thay các giá trị tìm được theo công thức 6-33 và biến đổi ta có chiều cao cần thiết của vật liệu làm khung đỡ :

$$h = \sqrt{\frac{3Q_1}{2[\sigma_u]}\frac{l_o + d + 2(e+t)}{b}} \qquad (6\text{-}40)$$



***Hình 6-13.** Sơ đồ tính khung đỡ*

1. Ván chắn; 2. Khung đỡ; 3. Khung chính; 4. Chèn sau ván

b- chiều rộng của thanh làm khung chống,cm.

Kiểm tra cường độ chống cắt của thanh theo công thức sau:

$$\tau = \frac{Q_1}{2F} \leq [\tau] \qquad (6\text{-}41)$$

3.3. Bài toán

Ví dụ1. Một giếng có tiết diện hình chữ nhật với kích thước thông thuỷ 4,8m×2,5m, được xây dựng trong khu vực địa tầng khá bất lợi về địa chất thuỷ văn. Cường độ áp lực ngang phân bố đều tác dụng vào vì chống q = 2,5 T/m². Vì chống được làm bằng gỗ xà cừ. Hãy tính toán các chi tiết kết cấu của vì chống kiểu khung có gim neo.

Bài giải.

Chọn khoảng cách giữa các khung là a = 0,6 m . Chiều dài của cạnh ngắn của khung thường lấy tăng thêm 10% độ dài của cạnh ngắn của hầm

$$l = l_0 .\ 1{,}1 = 250.1{,}1 = 275\text{cm}$$

Đường kính của thanh khung (xem là bằng gỗ thông) tính theo công thức (6-34):

$$d = 1{,}08\sqrt[3]{\frac{ql^2a}{[\sigma_u]}} = 1{,}08\sqrt[3]{\frac{0{,}25.2{,}75^2.60}{95}} = 23{,}7\text{cm} \approx 24\text{cm}$$

Ví dụ 2:

Một đường hầm chuẩn bị được xây dựng trong khu vực có điều kiện địa chất thuỷ văn bình thường, vì chống kiểu khung có cột chống đỡ như sau.

Khoảng cách giữa các khung a = 0,5; kích thước tiết diện thanh làm khung là b×h = 20×24cm; cường độ áp lực ngang phân bố đều q=1,3 T/m²; chiều dài tính toán của thanh ngắn l = 4,6 m. Hãy kiểm tra tiết diện của thanh vì chống bằng gỗ bạch đàn.

Bài giải:

Mô men lớn nhất trong thanh cạnh ngắn của khung;

$$M_{max} = \frac{ql^2a}{8} = \frac{0{,}13.460^2.50}{8} = 171925\text{kGcm}$$

Mô men kháng uốn của tiết diện thanh vì chống:

$$W = \frac{b.h^2}{6} = \frac{20 \times 24^2}{6} = 1920\text{cm}^2$$

Thay các gia trị này vào công thức (6-33) để tìm ứng suất uốn trong thanh.

$$\sigma_u = \frac{M_{max}}{W} = \frac{171925}{1920} = 89,5kG/cm^2 < [\sigma_u] = 90kG/cm^2, \text{(an toàn)}$$

§4. TÍNH TOÁN VỎ BẰNG BÊ TÔNG VÀ BTCT

4.1. Cấu tạo chung của vỏ bê tông và BTCT

Vỏ bằng bê tông hoặc BTCT được dùng cho giếng có thời gian sử dụng lâu dài;quy mô lớn và vùng địa tầng có địa áp lớn lại phân bố không đều.

1. Vỏ dùng tấm bê tông đúc sẵn

Loại vỏ này dùng chủ yếu cho giếng có tiết diện hình tròn, nó không cần copha, sau khi lắp ghép sử dụng được ngay. Đặc biệt thích hợp với điều kiện địa tầng nằm nghiêng và có địa áp phân bố không đều. Nhược điểm căn bản là vỏ và địa tầng không liên kết chặt chẽ với nhau. Các ống đúc sẵn thường dùng bê tông M150#, trọng lượng tuỳ theo điều kiện thi công, thông thường nặng 350 kg. Phần giáp nối có độ dài khoảng 8-20 mm. Khi dùng khối bê tông đúc sẵn thì cứ 30÷60 m lại bố trí cấu kiện có dạng chân ngàm để tựa vào vách hầm rồi từ đó lắp đặt lên phía trên.

2. Vỏ dùng bê tông liền khối

Loại vỏ này được sử dụng phổ biến cho giếng tiết diện tròn và ở vùng địa áp phân bố đều. Nó có ưu điểm ở chỗ: cường độ cao, liên kết chặt chẽ với địa tầng, ít cản trở việc thông gió lại có khả ngăng cơ giới hoá thi công rất cao. Tuy nhiên, loại vỏ này có nhược điểm là: cần lượng cốp pha làm khuôn và sau thời gian bảo dưỡng mới sử dụng được. Để khắc phục hạn chế này phải dùng xi măng đông kết nhanh và cốp pha thép di động (cốp pha trượt). Giải pháp này phù hợp đối với vùng có nhiều nước ngầm.

Vỏ thường được dùng bê tông M150, M170 và M200, tuy nhiên loại M150 và M200 được sử dụng phổ biến hơn. Trát vữa xi măng cát đen tăng độ bóng mịn và chống thấm một lớp ≤ 5-7 cm. Độ dày của tiết diện vỏ thông thường là 250~600 mm và có thể lớn hơn tuỳ theo từng trường hợp thực tế.

Khi thi công với khoảng cách 30-60m, phải bố trí chân ngàm vào vách hầm và tiến hành thi công đổ bê tông từ móng chân ngàm lên trên. Trong điều kiện địa tầng xung quanh hầm là đá rắn chắc thì không nhất thiết phải có móng chân ngàm. Bởi lực gắn bám giữa bê tông và vách đá (do sự lồi lõm của vách hầm khi đào phá) lớn hơn trọng lượng bản thân của vỏ hầm.

3. Vỏ bằng bê tông cốt thép liền khối

Loại vỏ này được sử dụng cho giếng có tiết diện hình chữ nhật và vùng địa áp rất lớn hoặc phân bố không đều. Thường dùng bê tông mác M150 và lớn hơn, cốt

thép chịu lực $\phi \geq 12mm$, a = 16 - 35cm, thép đai ϕ = 8 - 12mm. Đại thể lượng thép chiếm 50 - 120 kg/m². Độ dày vỏ BTCT nhỏ hơn từ 1,5 - 2,0 lần vỏ bằng bê tông và thi công phức tạp hơn nhiều.

4. Vỏ bằng BTCT lắp ghép

Loại vỏ này được dùng để xây dựng đường hầm trong địa tầng khác nhau. Nó thích hợp ở nơi địa tầng yếu và có nhiều nước ngầm. Các cấu kiện được đổ thành tấm có khớp và lỗ bulông để lắp ghép (từ 4 - 6 lỗ). Ở giữa tấm có lỗ để phụt vữa bê tông chèn giữa vỏ và vách đất đá của hầm. Cấu kiện thường dùng bê tông M 200# hoặc M250#, trọng lượng mỗi tấm khoảng 600~1000 kg.

Ưu điểm của loại vỏ này là có thể cơ giới hoá thi công cao, gia cường vĩnh cửu ở tại hiện trường, nâng cao rất nhiều chất lượng của vỏ hầm.

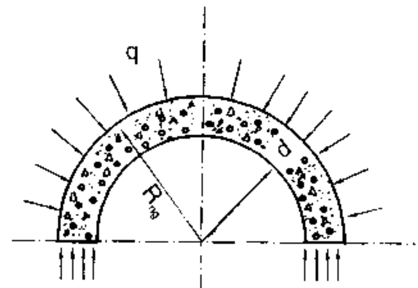
4.2. Các điểm chính trong tính toán vỏ bêtông và BTCT

Vỏ loại này, nội lực phát sinh trong tiết diện của nó, thường bằng tải trọng đã cho, vì vậy, có thể dùng tổng hợp các phương pháp tính toán theo hình dạng tiết diện hầm.

1. Vỏ tiết diện hình khuyên

Có nhiều phương pháp tính toán vỏ loại này, sau đây chỉ giới thiệu một số công thức thường sử dụng. Khi chịu tác dụng của tải trọng phân bố đều, trong tiết diện của nó chỉ phát sinh ứng suất nén và ta có điều kiện cân bằng giữa áp lực bên ngoài và nội lực theo biểu thức sau (hình 6-14)

$$d[s_n] = q.R_{ng} \quad (6\text{-}42)$$



Hình 6-14. *Sơ đồ tính vỏ bằng bê tông*

Trong đó:

d - chiều dày của vỏ, cm

$[s_u]$ - ứng suất nén cho phép của vật liệu vỏ, kG/cm²

Giá trị của $[\sigma_u]$ tuỳ thuộc niên hạn sử dụng, điều kiện địa chất thuỷ văn, điều kiện thi công, cường độ của vỏ và điều kiện làm việc của nó, thông thường lấy như sau:

Dùng bê tông toàn khối: 30-50 kG/cm²; cấu kiện bê tông đúc sẵn: 20-25 kG/cm² và đá xây dựng miết vữa xi măng 12 kG/cm².

Thay $R_{ng} = R_{tr} + d$ vào công thức (6-42) rồi biến đổi ta được:

$$d = \frac{q.R_{tr}}{[\sigma_n] - q} \quad (6\text{-}43)$$

Trong tính toán chiều dày vỏ thực tế có xét đến sự dư cường độ của vỏ thì dùng công thức:

$$d = \frac{q.R_{tr}}{[\sigma_n] - q} + \frac{150}{[\sigma_n]} \qquad (6\text{-}44)$$

Công thức này dùng cho trường hợp $d < 0{,}1R_{ng}$.

Khi $d > 0{,}1R_{ng}$ thì độ dày vỏ được tính như cách tính ống trụ tròn thành dày nhận tác dụng của tải trọng phân bố đều từ bên ngoài và từ bên trong. Ứng suất hướng tâm và ứng suất tiếp phát sinh tại điểm bất kỳ cách tâm của ống trụ một khoảng r xác định như sau:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{R_{tr}^2 P_{tr} - R_{ng}^2 P_{ng}}{R_{ng}^2 - R_{tr}^2} - \frac{(P_{tr} - P_{ng}) R_{ng}^2 R_{tr}^2}{r^2 (R_{ng}^2 - R_{tr}^2)} \\ \sigma_t &= \frac{R_{tr}^2 P_{tr} - R_{ng}^2}{R_{ng}^2 - R_{tr}^2} + \frac{(P_{tr} - P_{ng}) R_{ng}^2 R_{tr}^2}{r^2 (R_{ng}^2 - R_{tr}^2)} \end{aligned}\right\} \qquad (6\text{-}45)$$

Trong đó:

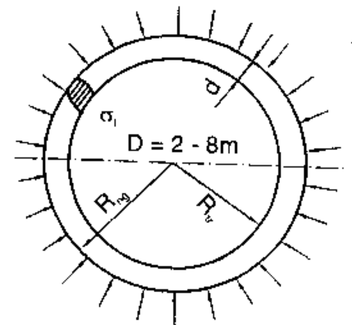
σ_r, σ_t - ứng suất hướng tâm và ứng suất tiếp tại điểm cách tâm ống trụ tròn một khoảng r, T/m²;

P_{ng}, P_{tr}- tải trọng phân bố đều từ bên ngoài và bên trong ống trụ tròn, T/m²;

R_{ny}, R_{tr} - bán kính ngoài và bán kính trong ống trụ tròn, m.

Nhưng tại vỏ giếng $P_{ng} = q$ và $P_{tr} = 0$ (hình 6-45) nên công thức (6-45) có dạng:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{-qR_{ng}^2}{R_{ng}^2 - R_{tr}^2}\left(1 - \frac{R_{tr}^2}{r^2}\right) \\ \sigma_t &= \frac{-qR_{ng}^2}{R_{ng}^2 - R_{tr}^2}\left(1 + \frac{R_{tr}^2}{r^2}\right) \end{aligned}\right\} \qquad (6\text{-}46)$$



Hình 6-15. *Sơ đồ tải trọng của tiết diện vỏ hình khuyên*

Ở đây dấu "-"biểu thị ứng suất nén phát sinh và cho thấy ứng suất tiếp xảy ra lớn nhất tại mặt trong ($r = R_{tr}$) của ống trụ tròn.

$$\sigma_{t\max} = \frac{2qR_{ng}^2}{R_{ng}^2 - R_{tr}^2} \qquad (6\text{-}47)$$

Do đó cường độ của vỏ phải thoả mãn điều kiện sau đây:

$$\sigma_{t\max} = \frac{2qR_{ng}^2}{R_{ng}^2 - R_{tr}^2} \le [\sigma_n] \qquad (6\text{-}48)$$

Thay $R_{ng} = R_{tr} + d$ vào công thức (6-48) và biến đổi:

$$d = R_{tr}\left(\sqrt{\frac{[\sigma_n]}{[\sigma_n] - 2q}} - 1\right) \qquad (6\text{-}49)$$

Tính theo công thức này chiều dày vỏ sẽ rất nhỏ cho nên, trong thực tế tính toán để đảm bảo yêu cầu an toàn cường độ ta dùng công thức:

$$d = R_{tr}\left(\sqrt{\frac{[\sigma_n]}{[\sigma_n] - 2q}} - 1\right) + \frac{150}{[\sigma_n]} \qquad (6\text{-}50)$$

Trường hợp cường độ của vật liệu vỏ rất lớn (bê tông mác cao) có thể xem như bên trong tiết diện vỏ có ứng suất bằng nhau tác dụng và độ dày vỏ tính theo công thức:

$$d = \frac{qR_{tr}}{[\sigma_u]} \qquad (6\text{-}51)$$

và đồng thời phải thoả mãn điều kiện cân bằng sau:

$$\frac{E.d^3}{4.R_{tr}^2\eta} \geq q \qquad (6\text{-}52)$$

Trong đó:

E - môđun đàn hồi của vật liệu vỏ hầm, kG/cm²;

η - hệ số an toàn (η = 2- 3).

Trong các công thức nêu trên chỉ có công thức 6-44 và 6-50 là được dùng nhiều nhất. Trong thực tiễn độ dày vỏ bằng bê tông của giếng trụ tròn, được xây dựng trong địa tầng có độ cứng trung bình (f_c=3~8), thông thường lấy từ 250-400 mm không phụ thuộc độ sâu.

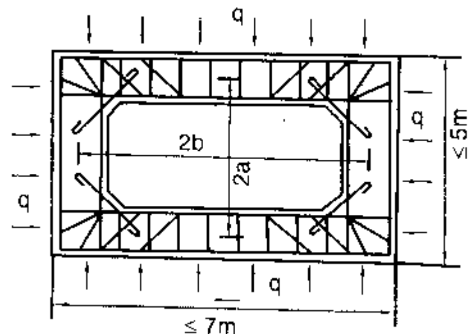
2. Vỏ có tiết diện hình chữ nhật

Khoảng cách giữa hai đường trục của hai cạnh đối diện lần lượt là 2a và 2b (hình 6-16). Nội lực tại tiết diện vỏ được tính như sau:

- Mô men uốn phát sinh tại tiết diện của điểm tựa:

$$M_o = \frac{q}{3}\frac{a^2 + b^2}{a + b} \qquad (6\text{-}53)$$

- Mô men uốn phát sinh tại tiết diện ở giữa cạnh dài và cạnh ngắn:



Hình 6-16. *Sơ đồ tải trọng của vỏ có tiết diện hình chữ nhật*

$$\left.\begin{aligned} M_b &= \frac{q}{6}\cdot\frac{b^3+3ab^2-2a^3}{a+b} \\ M_a &= \frac{q}{6}\cdot\frac{a^3+3ab^2-2b^3}{a+b} \end{aligned}\right\} \quad (6\text{-}54)$$

- Lực hướng trục xảy ra tại tiết diện của các cạnh:

$$\left.\begin{aligned} N_b &= qa \\ N_a &= qb \end{aligned}\right\} \quad (6\text{-}55)$$

Khi tìm được M và N, bằng phương pháp tính toán kết cấu BTCT, có thể dễ dàng chọn kích thước tiết diện và kiểm tra ứng suất của nó:

3. Vỏ có tiết diện dạng ô van

Trường hợp có tải trọng phân bố đều q tác dụng vào vỏ giếng dạng ô van đường kính dài 2b và đường kính ngắn là 2a, xét theo đường trục của tiết diện vỏ, thì mô men và lực dọc trục tại tiết diện bất kì như sau:

$$M_b = q.a^2\lambda \quad \text{và} \quad M_a = -qb^2\mu \quad (6\text{-}56)$$

$$N_b = q.a \quad \text{và} \quad N_a = qb \quad (6\text{-}57)$$

Trong đó: λ và μ là hệ số lấy theo bảng (6-8).

Bảng 6-8. Giá trị của hệ số λ và μ

a/b	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
λ	0,629	0,391	0,237	0,133	0,057	0
μ	0,871	0,496	0,283	0,148	0,060	0

4.3. Bài toán

1. Ví dụ 1

Dự định thi công vỏ giếng bằng bê tông toàn khối cho giếng trụ tròn có đường kính trong là 6m. Tổng địa áp và áp lực nước ngầm tác dụng vào vỏ q = 3 kG/cm². Hãy xác định độ dày của vỏ giếng:

Bài giải:

Chọn ứng suất nén cho phép của vỏ bê tông toàn khối $[\sigma_n] = 30$ kG/cm², dùng công thức (6-44) ta tìm được độ dày cần thiết của vỏ:

$$d = \frac{qR_{tr}}{[\sigma_n]-q} + \frac{150}{[\sigma_n]} = \frac{3.300}{30-3} + \frac{150}{30} = 38{,}3 \text{ chọn } d = 40 \text{ cm}$$

2. Ví dụ 2:

Dự định làm vỏ giếng tròn bằng bê tông có đường kính trong R_{tr}= 3,0m. Theo kết quả tính toán thì cường độ của áp lực ngang phân bố đều tác dụng vào vỏ là q =1,5 T/m². Hãy xác định độ dày cần thiết của vỏ giếng.

Bài giải:

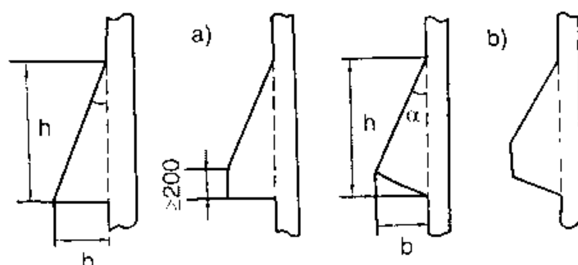
Chọn ứng suất nén cho phép của tấm bê tông đúc sẵn là $[\sigma_n]$ = 25kG/cm². Theo công thức (6-50), ta có:

$$d = R_{tr}\left(\sqrt{\frac{[\sigma_n]}{[\sigma_n]-2q}}-1\right)+\frac{150}{[\sigma_n]} = 300\left(\sqrt{\frac{25}{25-2.1,5}}-1\right)+\frac{150}{25} = 24cm$$

Ta chọn d=25cm.

§5. TÍNH TOÁN TƯỜNG CHÂN NGÀM

5.1. Cấu tạo của chân ngàm



***Hình 6-17.** Hình dạng cấu tạo tường chân ngàm*

a) tường trụ đơn; b) tường trụ kép

Chân ngàm làm bằng bê tông đổ tại chỗ. Theo hình dạng cấu tạo chia ra: tường trụ đơn và tường trụ kép (hình 6-17).Tường trụ đơn dùng cho vùng địa tầng rắn chắc còn tường trụ kép dùng cho vùng địa tầng yếu hoặc đá tương đối cứng. Phần chân ngàm giữ vai trò của kết cấu ngàm đồng thời có nhiệm vụ gánh trọng lượng bản thân ứng với chiều cao đoạn thân vỏ blốc vì vậy, kích thước của nó tuỳ thuộc vào mác bê tông chân ngàm, cường độ chịu tải của nền mà nó tựa lên và trọng lượng đè lên chân ngàm.

Thông thường chiều cao chân ngàm h ≈ 1,0-1,5 m, chiều rộng b ≈ 0,4-1,2, góc tạo bởi mặt nghiêng chân ngàm và mặt đứng $\alpha = 25^o - 40^o$.

5.2. Những điểm chính của phương pháp tính toán

1. Trường hợp tường trụ đơn

Chiều rộng và chiều cao chân ngàm tuỳ thuộc tải trọng chất lên tường chân ngàm (trọng lượng của bản thân đốt bên trên), cường độ vật liệu và sức chịu tải của địa tầng dưới nó.

Chiều rộng của phần ngàm phải thoả mãn điều kiện cân bằng sau.

$$\frac{Q}{b} = \frac{\gamma.d.H}{b} \le [\sigma_{dn}]$$

Trong đó:

Q - tải trọng thẳng đứng tác dụng trên đơn vị độ dài của móng phần chân ngàm, kG/cm^2;

γ - dung trọng vật liệu vỏ, kG/cm^3

d - chiều dày của vỏ, cm;

H - chiều cao của đốt vỏ hầm, cm;

$[\sigma_đ]$ - ứng suất nén cho phép của địa tầng đặt mómg chân ngàm (bảng 6-9)

Suy ra:

$$b = \frac{\gamma.d.H}{[\sigma_{đn}]} \qquad (5\text{-}58)$$

Bảng 6-9 ứng suất nén cho phép của địa tầng

Loại địa tầng	$[\sigma_{đn}]$, kG/cm^2
Đá chặt sít rất rắn chắc	10-15
Đá vôi và cát kết rắn chắc trung bình	5-10
Đá phiến sét cứng trung bình	3-5
Đất sét chặt sít	1,5-3

Tính chiều cao phần móng chân ngàm (hình 6-18a) theo điều kiện cân bằng sau đây.

$$M \le \frac{[\sigma_{đn}]b^2}{2} = \frac{h^2}{b}[\sigma_u]$$

Vậy : $$h = 1,73b\sqrt{\frac{[\sigma_{đn}]}{[\sigma_u]}} \qquad (5\text{-}59)$$

$[\sigma_u] \approx 2,5\ kG/cm^2$ - ứng suất uốn cho phép của bê tông móng, kG/cm^2

Độ lớn của chân móng mở rộng còn phải thoả mãn điều kiện chống cắt tại tiết diện nguy hiểm (mặt BC)

$$\tau = \frac{[\sigma_{đn}]b}{h} \le [\tau] \qquad (6\text{-}60)$$

Trong đó:

[τ] - ứng suất tiếp(cắt)giới hạn của vật liệu làm chân móng mở rộng thường lấy $[\tau] \approx 2,5\ kG/cm^2$.

2. Trường hợp chân móng trụ kép

Tải trọng thẳng đứng từ đáy móng trụ kép truyền vào nền (hình 6-18b) được chia thành lực pháp tuyến(n) và lực tiếp tuyến (t) với mặt đáy móng:

$$\left.\begin{aligned} n &= q.\cos\beta = \frac{\gamma.H.d}{b}\cos\beta \\ t &= q.\sin\beta = \frac{\gamma.H.d}{b}\sin\beta \end{aligned}\right\} \quad (6\text{-}61)$$

Trong đó:

β - góc tạo bởi mặt đáy móng mở rộng với mặt nằm ngang, góc này phải nhỏ hơn góc ma sát (φ_o) của chân móng mở rộng và địa tầng (bảng 6-10).

Bảng 6-10. Giá trị của φ_o và β theo địa tầng đặt chân móng bằng bê tông

Loại địa tầng	φ_o	β	$\cos\beta$
Đất loại sét khô	22°	20°	0,9397
Cát và cát pha khô	26°30'	25°	0,9073
Đá rắn chắc (loại granit)	33°30'	30°	0,8660

Xuất phát từ biểu thức điều kiện về cường độ:

$$[\sigma_{dn}] \geq \frac{\gamma.H.d}{b}\cos\beta$$

Ta tính được chiều rộng đáy móng mở rộng kiểu trụ kép:

$$b = \frac{\gamma.H.d}{[\sigma_{dn}]}\cos\beta \quad (6\text{-}62)$$

Chiều cao chân móng mở rộng:

$$h = 1,73b\sqrt{\frac{[\sigma_{dn}]}{[\sigma_u].\cos\beta}} \quad (6\text{-}63)$$

Kiểm tra về khả năng chống cắt của chân móng mở rộng kiểu trụ kép theo biểu thức

$$\tau = \frac{[\sigma_{dn}].b}{h.\cos\beta} \leq [\tau] \quad (6\text{-}64)$$

5.3. Bài toán ví dụ

Ví dụ 1:

Một đường hầm đứng được xây dựng bằng tấm bê tông đúc sẵn có độ dày d=0,45m, chiều cao của đốt vành khuyên (khoảng cách giữa hai chân móng ngàm) H = 45m. Tường chân ngàm bằng bê tông, có dung trọng $\gamma = 2,2$ T/m^3, tựa vào tầng đá cứng vừa. Hãy xác định kích thước của chân ngàm trụ đơn với điều kiện đã cho.

Bài giải.

- Tính chiều rộng của chân ngàm theo công thức (5-58):

$$b = \frac{\gamma.H.d}{[\sigma_{dn}]} = \frac{0,0022.4500.45}{4} = 110cm$$

Tra bảng (6-9) được $[\sigma_{d.n}] = 4kG/cm^2$

- Chiều cao của chân ngàm tính theo công thức (6-59):

$$h = 1,73b\sqrt{\frac{[\sigma_{dn}]}{[\sigma_u]}} = 1,73.110\sqrt{\frac{4}{2,5}} \approx 240\,cm$$

- Kiểm tra độ bền chống cắt của chân ngàm theo công thức (6-61)

$$\tau = \frac{[\sigma_{dn}].b}{n} = \frac{4.110}{240} = 1,83kG/cm^2 < [\tau] = 2,5kG/cm^2$$

Vậy ta chọn kích thước ngàm như trên là đảm bảo.

2. Ví dụ 2:

Độ dày vỏ của giếng được xây dựng trong đá cứng bình thường là d =0,35 m, chiều cao của đốt H = 38 m. Hãy xác định kích thước của chân ngàm trụ kép hợp lý.

Bài giải:

Ta chọn góc tạo bởi mặt đáy chân ngàm trụ kép với mặt ngang $\beta = 25^\circ$ và chân ngàm dùng bê tông đổ tại chỗ có $[\tau] = [\sigma_u] = 2,5$ kG/cm²

- Chiều rộng chân ngàm tính theo công thức (6-62):

$$b = \frac{\gamma.H.d}{[\sigma_{dn}]}\cos\beta = \frac{0,0022.3500.35}{4}\cos 25^\circ = 58,2cm, \text{ lấy } b = 60 \text{ cm}$$

- Chiều cao chân.ngàm tính theo công thức (6-63):

$$h = 1,73b\sqrt{\frac{[\sigma_{dn}]}{[\sigma_u]\cos\beta}} = 1,73.60\sqrt{\frac{4}{2,5\cos 25^\circ}} = 138cm, \text{ lấy } h = 140 \text{ cm}$$

- Kiểm tra độ bền chống cắt:

$$\tau = \frac{[\sigma_{dn}].b}{h.\cos\beta} = \frac{4.60}{140.\cos 25^\circ} = 1,89kG/cm^2 < [\tau] = 2,5kG/cm^2$$

Vậy tiết diện của chân ngàm đã chọn đảm bảo an toàn.

PHẦN PHỤ LỤC

Bảng PL-1. Hệ số cường độ f_c theo M.M.Prôtđiakônôp

Cấp đất đá	Mức độ bền chắc của đất đá	Tên đất đá	Hệ số độ cứng (t_c)	Dung trọng γ (t/m³)	Góc nội ma sát φ (độ)
I	Chắc nhất	Quăczit, Bazan tươi mới, chặt sít	20	2,8-3,0	87°
II	Rất chắc	Grani rắn chắc, Porfia thạch anh, phiến silit, cát kết	15	2,6 -2,7	75°
III	Chắc	Granit chắc, cát kết và đá vôi chắc, cuội kết chắc,...	10	2,5-2,6	82°30
IIIa	Chắc	Granit không chắc, đá vôi, cát kết, đá hoa, Đôlômit	8	2,5	80°
IV	Khá chắc	Cát kết thường, quặng sắt...	6	2,4-2,8	75°
IVa	Khá chắc	Phiến thạch chứa cát	5	2,5	72°30
V	Chắc vừa	Phiến sét, cát kết đá vôi không chắc, cuội kết mềm...	4	2,3-2,8	70°
Va	Chắc vừa	Đá phiến không chắc, đá macnơ chặt...	3	2,5	70°
VI	Khá mềm	Phiến sét mềm, đá phấn, muối mỏ, thạch cao	2	2,4	65°
VIa	Khá mềm	Đá phiến nứt nẻ, than đá nguyên khối...	1,5	1,8-2,0	60°
VII	Mềm vừa	Đất sét chặt sít, than đá mềm	1,0	1,8	45°
VIIa	Mềm	Cát pha, sét pha, hoàng thổ...	0,8	1,5-1,6	35-40°
VIII	Đất	Đất trồng, than bùn, cát pha nhẹ	0,6	1,5-1,8	30°
IX	Đất rời	Cát, sườn tích, lũ tích, đất đắp...	0,5	1,7	27°
X	Đất chảy	Đất có thành phần hữu cơ, trạng thái chảy...	0,3	1,4-1,5	9°

Bảng PL-2. Mô đun đàn hồi E_o & Hệ số biến dạng ngang μ_o... của đất đá

Tên đất đá	Môđun đàn hồi E_o (kG/cm^2)	Hệ số Poisson (μ_o)
Đá phiến sét...	(17-19.105	0,15-0,16
Cát kết, cát kết chứa vôi...	(3,0-3,8).105	0,38-0,44
Đá vôi chứa sét	(4-14).105	0,32-0,45
Đôlômit	(5-6).105	0,25-0,38
Đá macnơ	(0,3-8,0).104	0,28-0,38
Đất sét chứa bụi chặt sít	200-700	0,35-0,40
Cát hạt nhỏ	300-540	0,20-0,26
Sét pha chặt quánh	1200-2950	0,32-0,35
Cát chứa bụi	350-400	-0,24

Bảng PL-3 Hệ số nén ép đàn hồi của đất đá

Loại đất đá	K (kG/cm^3)	Loại đất đá	K(kG/cm^3)
Cát ở điều kiện trên mặt đất	0,8-1,6	Đôlômit	50-75
Sét trong hố đào sâu 3m có tưới nước	2,0-2,2	Phiến sét chứa cát	50-80
Sét pha chứa bụi ở sâu 4,5m	1,5-3,0	Đá cát kết	80-250
Đất sét trạng thái dẻo	3,8-4,1	Đá Gơnai	350-500
Cát hạt nhỏ sạch (W= 3~4%) ở sâu 3,6m	5,8-6,0	Đá Granit	500-800
Đất đắp hỗn hợp	10-50	Đá Porfia thạch anh	600-800
Đá tuff	12-30	Đá Bazan	550-650
Đá macnơ	15-40	Đá Điôrit	650-900
Sét kết, phiến sét	20-60	Đá Xienit	650-900
Đá vôi chặt sít	40-65	Đá Gabrô	800-1200

Bảng PL - 4. Trị số ứng suất (nén & uốn) giới hạn của gỗ làm vì chống hầm

Loại ứng suất	Hầm chính, (điều kiện tốt)		Hầm phụ trợ (đ.kiện thường)		Hầm thông gió (đ.k. không tốt)		Mặt gương	
	Chò chỉ	Thông	Chò chỉ	Thông	Chò chỉ	Thông	Chò chỉ	Thông
Khi nén dọc thớ $[\sigma_u]$	100	90	100	80	80	60	100	80
Khi chịu uốn $[\sigma_u]$	115	100	105	90	85	70	105	90

Bảng PL-5. Hệ số đàn hồi của BTCT E_o (kG/cm^2)

N°	Trạng thái làm việc	Mác bê tông				
		100	150	170	200	300
1	Cấu kiện chịu nén	190.000	240.000	260.000	290.000	380.000
2	Cấu kiện chịu uốn	100.000	140.000	160.000	280.000	330.000

Ghi chú

1) Sử dụng bê tông cho công trình ngầm lấy giá trị E_o ở hàng 01

2) Khi tính cung vòm bằng BTCT lấy E_o ở hàng 01, Khi tính khung ta lấy E_o ở hàng 02

3) hệ số Poisson của bêtông lấy bằng $\mu = 1/6$

Bảng PL-6. Hệ số uốn dọc φ của BTCT

Đối với tiết diện bất kỳ l_o/r	28	35	48	62	76	90	110	130
Đối với tiết diện chữ nhật l_o/b	8	10	14	18	22	26	32	38
Đối với tiết diện tròn l_o/D	7	8.5	12	15.5	19	22.5	28	33
Cấu kiện bằng bêtông nặng	1,0	0,98	0,93	0,85	0,77	0,68	0,54	0,40

Ghi chú:

l_o - Chiều dài tính toán của cấu kiện, r - Bán kính quán tính nhỏ nhất của tiết diện

b - Kích thước cạnh bé của tiết diện, D - Đường kính cấu kiện tiết diện tròn

Bảng PL-7. Cường độ tiêu chuẩn của bêtông

Cường độ tiêu chuẩn	Cường độ tiêu chuẩn ứng với mác thiết về nén							
	150	200	250	300	350	400	500	600
- Nén R_{nc2} (kg/cm^2)	85	112	140	167	193	220	260	310
- Kéo R_{kc} (kG/cm^2)	9,5	11,5	13	15	16,5	18	20	22

Bảng PL-8 Cường độ tính toán gốc của bê tông

Cường độ tính toán	Cường độ tiêu chuẩn (kG/cm^2) theo mác bêttông về nén							
	150	200	250	300	350	400	500	600
- Nén R_o	65	90	110	130	155	170	215	250
- Kéo R_k	6	7,5	8,8	10	11	12	13,4	14,5

Bảng PL-9. Cường độ giới hạn của bê tông ở hầm đường sắt [σ] (kG/cm²)

Điều kiện ứng suất và tải trọng	Mác bêtông			
	170	140	110	90
$[\sigma_u]$ nén chính tâm và chịu uốn khi chỉ xét tải trọng cơ bản	50	43	34	29
Khi xét cả tải trọng bổ sung	60	52	41	35
$[\sigma_k]$ Khi chịu uốn và nén lệch tâm (chỉ khảo sát tải trọng cơ bản)	4.0	3.5	3.0	2.5
$[\sigma_k]$ Khi khảo sát cả tải trọng bổ sung	4.8	4.2	3.6	3.5
ứng suất kéo chính và cắt	4.0	3.5	3.0	2.5

Bảng PL-10 Cường độ giới hạn của bêtông ở hầm khai khoáng [σ] (kG/cm²)

Loại cường độ	Mác bêtông			
	100	140	170	200
Cường độ giới hạn nén khi chịu uốn và nén lệch tâm	30	40	50	60
Cường độ giới hạn kéo khi chịu uốn và nén lệch tâm	2,5	3,5	4,5	5,5
Cường độ giới hạn kéo và cắt	2,5	3,5	4,5	5,5
Cường độ giới hạn cắt	4,5	5,5	6,5	7,5

Bảng PL-11. Giá trị tương đối của hệ số ma sát (f)

N°	Loại đất đá	Hệ số f	N°	Loại đất đá	Hệ số f
1	Sét, đá vôi chứa sét, phiến sét ẩm	0,25	4	Cát	0,4
2	Sét, đá vôi chứa sét, phiến sét ướt	0,30	5	Cuội sỏi	0,5
3	Sét pha, cát pha	0,30	6	Đá tảng, đá gốc	0,6

Bảng PL-12. Hệ số ma sát giữa mặt sau tường bêtông và đất đá

No	Loại đất đá mặt sau vỏ hầm bằng bêtông	Hệ số độ cứng f_c	Hệ số ma sát $f_{b.d}$
1	Đá vôi chắc, Granit không chắc, cát kết rắn chắc, quăczit chắc...	8	0,4-0,5
2	Cát kết bình thường	6	0,4-0,5
3	Phiến sét chứa cát, Cát kết phân lớp	5	0,4-0,5
4	Sét kết cứng chắc, đá vôi hoặc cát kết không chắc	4	0,3-0,4
5	Macnơ đặc sít, đá phiến thường...	3	0,3-0,4
6	Đá phiến và đá vôi yếu, Acgilit, cát kết nứt nẻ mạnh	2	0,3-0,4
7	Đá phiến mềm, than cứng	1,5	0,2-0,3
8	Sét chặt, than bình thường, đất sườn tích cứng chắc	1,0	0,2-0,3
9	Sườn tích, phiến chứa than	0,6	0,2-0,3

Bảng PL-13. Giá trị của β_1 và β_2

$\frac{f}{l}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2.5}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3.5}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{4.5}$	$\frac{f}{5}$	$\frac{1}{5.5}$	$\frac{1}{6}$
β_1	0,58	0,605	0,663	0,711	0,750	0,780	0,806	0,825	0,841
β_2	0,446	0,366	0,305	0,255	0,214	0,183	0,155	0,135	0,118

Bảng PL-14. Cường độ tiêu chuẩn, cường độ tính toán, môđun đàn hồi của thép

No	Nhóm cốt thép	Cường độ tiêu chuẩn R_{ac} (kG/cm^2)	Cường độ tính toán kG/cm^2			E_a
			Kéo R_a	Nén R_a	Cắt R_{ad}	kG/cm^2
1	A-I	2400	2300	2300	1800	2100000
2	A-II	3000	2800	2800	2200	2100000
3	A-III	4000	3600	3600	2800	2100000
4	A-IV	6000	5000	3600	4000	2000000
5	A-V	8000	6400	-	-	1900000
6	AT-IV	6000	5000	-	-	1900000
7	AT-V	8000	6400	-	-	1900000
8	AT-VI	10000	8000	-	-	1900000
9	B-II với:					
-	D=3mm	19000	12300	-	-	2000000
-	D=4mm	18000	11600	-	-	2000000
-	D=5mm	17000	11000	-	-	2000000
10	Bp-II với:					
-	D=3mm	18000	16000	-	-	2000000
-	D=4mm	17000	11000	-	-	2000000
-	D=5mm	16000	10300	-	-	2000000
11	C-I	2200	2000	2000	1600	2100000
12	C-II	3000	2600	2600	2100	2100000
13	C-III	4000	3400	3400	2700	2000000
14	C-IV	6000	5000	3600	4000	2000000

Bảng PL-15a. Giá trị của hệ số X_i để tính tường cứng $x_i = \mu_i h_y \varphi_o$

H_{ng}	x_5	x_4	x_3	x_2	x_1	Tích số
			$\mu = 0.2$			
0.2.h_y	-0.3272	-0.2305	-0.1678	-0.1013	-0.0319	$h_y.\varphi_o$
0.4.h_y	-0.2012	-0.1119	-0.0834	-0.0522	-0.0128	«
0.6 h_y	-01.597	-0.0756	-0.0543	-0.0340	-0.0033	«
0.8. h_y	-0.1382	-0.0589	-0.0412	-0.0218	0	$h_y.\varphi_o$
1. h_y	-0.1255	-0.0502	-0.0323	-0.0183	0	«
∞	-0.1086	-0.0431	-0.0311	-0.0215	-0.0132	«
			$\mu = 0.3$			
0.2. h_y	-0.3631	-0.2696	-0.1976	-0.1214	-0.0435	$h_y.\varphi_o$
0.4. h_y	-0.2139	-0.1239	-0.1239	-0.0586	-0.0174	«
0.6. h_y	0.1678	-0.0816	-0.0598	-0.0387	-0.0073	«
0.8. h_y	-0.1437	-0.0627	0.0434	-0.0272	-0	«
1. h_y	-0.1290	-0.0528	-0.0351	-0.0179	-0	«
∞	-0.1086	-0.0431	-0.0311	-0.0215	-0.0132	«
			$\mu = 0.4$			
0.2. h_y	-0.4484	-0.3627	-0.2758	-0.1764	-0.0762	$h_y.\varphi_o$
0.4. h_y	-0.2462	-0.1532	-0.1206	-0.0798	-0.0334	«
0.6. h_y	-0.1848	-0.0949	-0.0724	-0.0470	-0.0171	«
0.8. h_y	-0.1537	-0.0703	0.0491	-0.0332	-0.0054	«
1. h_y	-0.1357	-0.0571	-0.0385	-0.0238	0	«
∞	-0.1086	-0.0431	-0.0311	-0.0215	-0.0132	«

Bảng PL-15b. Giá trị của hệ số λ và δ_i để tính tường cứng

$\mu_o = 0.2 \quad Y_i = \lambda_i d_m \varphi_o + \delta_i Q_t$

H_5	λ_1/δ_1	λ_2/δ_2	λ_3/δ_3	λ_4/δ_4	λ_5/δ_5	λ_o/δ_o	Δ
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0.2 d_m	-0.1513 +0.2117	- 0.0645 +0.1919	0 +0.1933	+0.0645 +0.1919	+ 0.1513 +0.2117	-0.500 +0.578	$d_m\varphi_o$ Q_t
0.4d_m	-0.0942 +0.2318	-0.0301 +0.1778	0 +0.1809	+0.0301 +0.1778	+0.0942 +0.2318	+0.500 +1.0833	$d_m\varphi_o$ Q_t

Bảng Pl-15b *(tiếp theo)*

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
$0.6d_m$	-0.076	=0.0217	0	+0.0217	+0.0776	-0.500	$d_m\varphi_o$
	+0.2475	+0.1704	+0.1633	+0.1704	+0.2475	+1.5330	Q_t
$0.8d_m$	-0.0707	-0.0173	0	+0.0173	+0.0707	-0.500	$d_m\varphi_o$
	+0.2613	+0.1612	+0.1550	+0.1612	+0.2613	+1.9368	Q_t
d_m	-0.0669	-0.0159	0	+0.0159	+0.0669	-0.500	$d_m\varphi_o$
	+0.2686	+0.1572	+0.1483	+0.1572	+0.2686	+2.2945	Q_t
∞	-0.0601	-0.0133	0	+0.0133	+0.0601	-	$d_m\varphi_o$
	+0.2894	+0.143	+0.1352	+0.143	+0.2894	-	Q_t
			$\mu_o = 0.3$				
$0.2d_m$	-0.1598	-0.0741	0	+0.0741	+0.1598	-0.500	$d_m\varphi_o$
	+0.204	+0.196	+0.199	+0.196	+0.204	+0.502	Qt
$0.4d_m$	-0.0983	-0.0326	0	+0.0326	+0.0983	-0.500	$d_m\varphi_o$
	+0.228	+0.180	+0.184	+0.180	+0.228	+0.985	Q_t
$0.6d_m$	-0.0802	-0.0215	0	+0.0215	+0.0802	+1.500	$d_m\varphi_o$
	+0.247	+0.169	+0.168	+0.169	+0.247	+1.408	Q_t
$0.8d_m$	-0.0721	-0.0177	0	+0.0177	+0.0721	+0.500	$d_m\varphi_o$
	-0.259	+0.1625	+0.157	+0.1625	+0.259	+1.809	Q_t
d_m	-0.0667	-0.0175	0	+0.0175	+0.0667	-0.500	$d_m\varphi_o$
	+0.271	+0.153	+0.152	+0.153	+0.271	+2.168	Qt
∞	-0.0601	-0.0133	0	+0.0133	+0.0601	-	$d_m\varphi_o$
	+0.2894	+0.143	+0.1352	+0.143	+0.2894	-	Qt
			$\mu_o = 0.4$				
$0.2d_m$	-0.1866	-0.0931	0	+0.0931	+0.1866	-0.500	$d_m\varphi_o$
	+0.196	+0.201	+0.206	+0.201	+0.196	+0.37358	Q_t
$0.4d_m$	-0.1064	-0.0367	0	+0.0367	+0.1064	-0.500	$d_m\varphi_o$
	+0.221	+0.184	+0.190	+0.184	+0.221	+0.78978	Q_t
$0.6d_m$	-0.0840	-0.0231	0	+0.0231	+0.0840	-0.500	$d_m\varphi_o$
	+0.241	+0.172	+0.174	+0172	+0.241	+1.19741	Q_t
$0.8d_m$	-0.0743	-0.0184	0	-0.0185	+0.0743	-0.500	$d_m\varphi_o$
	+0.255	+0.165	+0.160	+0.165	+0.255	+1.60238	Q_t
d_m	-0.0691	-0.0167	0	+0.0167	+0.0691	-0.500	$d_m\varphi_o$
	+0.264	+0.160	+0.152	+0.160	+0.264	+0.97847	Q_t
∞	-0.0601	-0.0133	0	+0.0133	+0.0601	-	$d_m\varphi_o$
	+0.2894	+0.143	+0.1352	+0.143	+0.2894	-	Q_t

Bảng PL-16. Giá trị của hệ số α, α_1 và α_2 để tính tường cứng

Chiều cao của địa tầng đàn hồi	α			α_1			α_2		
	$\mu_o = 0.2$	$\mu_o = 0.3$	$\mu_o = 0.4$	$\mu_o = 0.2$	$\mu_o = 0.3$	$\mu_o = 0.4$	$\mu_o = 0.2$	$\mu_o = 0.3$	$\mu_o = 0.4$
H = C	1.14662	1.31010	1.71170	0.8587	0.99517	1.33938	0.29369	0.31496	0.37304
H = 2C	0.63610	0.69104	0.83274	0.4615	0.50700	0.63314	0.17480	0.18336	0.19960
H = 3C	0.46866	0.50070	0.56954	0.3269	0.35514	0.41626	0.14152	0.14552	0.15288
H = 4C	0.38550	0.40610	0.44528	0.2601	0.27695	0.31183	0.12696	0.12952	0.13368
H = 5C	0.33946	0.35210	0.37704	0.2263	0.23491	0.25513	0.11976	0.12072	0.12392
H = ∞	0.30246	0.30246	0.30246	0.21750	0.21750	0.21750	0.10680	0.10680	0.10680

* Hệ số α và α_1 lấy theo độ dày H_{ng} của địa tầng đàn hồi ở mặt bên tường; α_2 lấy theo chiều cao H_d, chiều dày của tầng đàn hồi đáy móng tường

Bảng PL-17a. Áp lực đối với địa tầng của tường đàn hồi (khi H = C)

α \ x	$h_y\varphi_o$				
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
1	2	3	4	5	6
0	-0.0435	-0.1214	-0.1976	-0.2696	-0.3631
0.002	-0.041194	-0.108700	-0.167810	-0.219940	-0.287500
0.005	-0.039010	-0.096590	-0.139550	-0.173100	-0.216210
0.01	-0.036907	-0.084916	-0.112578	-0.128747	-0.149137
0.02	-0.034608	-0.073351	-0.086328	-0.086563	-0.086248
0.03	-0.033727	-0.067279	-0.073241	-0.066055	-0.056537
0.04	-0.033014	-0.063355	-0.065055	-0.053838	-0.039459
0.05	-0.032491	-0.060489	-0.059331	-0.045675	-0.028492
0.06	-0.032075	-0.058228	-0.055008	-0.039785	-0.0200950
0.08	-0.031445	-0.0.054771	-0.048721	-0.031784	-0.011432
0.1	-0.030964	-0.052124	-0.044200	-0.026527	+0.005861
0.2	-0.029342	-0.043694	-0.031439	-0.014215	+0.003457
0.3	-0.028314	-0.038540	-0.024595	-0.009112	+0.004915
0.4	-0.027548	-0.034821	-0.020053	-0.006220	+0.004870
0.5	-0.026929	-0.031931	-0.016770	-0.004353	+0.004456

Bảng PL-17a (*tiếp theo*)

1	2	3	4	5	6
0.6	-0.026407	-0.029627	-0.014267	-0.003062	+0.003971
0.8	-0.025556	-0.026057	-0.010703	-0.001432	+0.003084
1.0	-0.024872	-0.023385	-0.0.008298	-0.000493	+0.002394
1.5	-0.023570	-0.018800	-0.004749	+0.000558	+0.001345
2.0	-0.022584	-0.015787	-0.002866	+0.000881	+0.000754
3.0	-0.021088	-0.011927	-0.001011	+0.000947	+0.000260
4.0	-0.019943	-0.009486	-0.000185	+0.000770	+0.000078
5.0	-0.018994	-0.007783	+0.000230	+0.000617	+0.000006
6.0	-0.01190	-0.006519	+0.000447	+0.000480	-0.000024
8.0	-0.016847	-0.004766	+0.000611	+0.000291	-0.000037
10.0	-0.015741	-0.003617	+0.000629	+0.000176	-0.000033

Bảng PL-17a. *(tiếp theo)*

D_i	$D_1 = \frac{M}{100}$					$D_2 = \frac{H}{100}$				
α_i \ x_i	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.002	+0.40923	+2.16798	+5.78075	+11.12575	+20.09947	+0.36808	+2.02424	+4.96351	+8.67842	+13.92679
0.005	+0.71923	+3.73318	+10.44125	+21.05007	+39.81871	+0.69634	+3.81713	+9.46410	+16.75010	+27.21672
0.01	+0.87011	+4.31383	+13.35354	+29.34838	+59.90470	+0.97112	+5.29353	+13.37733	+24.16549	+40.07339
0.02	+0.66017	+2.81637	+12.67335	+34.67547	+82.31515	+1.11112	+6.19475	+16.29895	+30.69673	+52.94955
0.03	+0.31680	+0.24584	+9.19924	+34.85552	+96.24180	+1.16502	+6.17270	+16.99158	+33.37896	+59.79244
0.04	-0.10765	-2.58395	+4.86230	+33.17226	+106.76371	+1.12108	+5.83497	+16.87498	+34.60415	+64.30783
0.05	-0.53778	-5.43098	+0.25933	+30.64318	+115.50926	+1.05335	+5.36731	+16.39985	+35.11687	+64.64582
0.06	-0.95686	-8.20417	-4.37554	+27.72295	+123.15100	+0.97550	+4.84529	+15.74918	+35.34227	+70.31485
0.08	-1.73958	-13.40124	-13.37694	+21.33909	+136.35510	+0.81127	+3.76302	+14.22952	+35.11198	+74.48333
01.	-2.43889	-18.08195	-21.80580	+14.76288	+147.74673	+0.65061	+2.71245	+12.63689	+34.50203	+77.74246
0.2	-4.83568	-34.79127	-55.13089	-16.05309	+190.67014	+0.02474	-1.43826	+5.63609	+30.22381	+88.44425
0.3	-5.98827	-43.87566	-77.54577	-42.24987	+221.03871	-0.34620	-4.04640	+0.57222	+26.09614	+95.21888
0.4	-6.43970	-48.52814	-93.13036	-64.92895	+244.55809	-0.55973	-5.67541	-3.10802	+22.47604	+100.19476
0.5	-6.48038	-50.48874	-104.26059	-85.00396	+263.67912	-0.67360	-6.67972	-5.85559	+19.28835	+104.09906
0.6	-6.27649	-50.76657	-112.33251	-103.10017	+279.75153	-0.72542	-7.27885	7.94847	+16.43801	+107.29294
0.8	-5.50097	-48.47399	-122.54415	-134.85784	+305.73205	-0.72474	-7.74396	-10.85540	+11.50973	+112.29279
1.0	-4.52754	-44.31154	-127.83328	-162.27007	+326.27217	-0.64841	-7.66508	-12.68690	+7.33012	+116.10888
1.5	-2.17140	-31.99777	-130.33336	-218.32350	+364.14872	-0.37813	-6.59218	-14.85465	-1.04009	+122.85222
2.0	-0.34612	-20.66504	-125.91787	-262.59881	+391.16383	-0.11912	-5.25378	-15.40675	-7.50103	+127.44615
3.0	+1.77653	-4.00091	-110.39436	-330.04767	+428.83982	+0.23902	-2.98592	-14.74176	-17.14816	+133.59628
4.0	+2.56675	+6.28643	-92.95423	-380.10060	+454.75465	+0.35391	-1.40814	-13.30518	-24.16481	+137.67101
5.0	+2.65939	+12.43148	-76.02820	-419.39390	+474.11840	+0.47646	-0.37220	-11.66935	-29.62288	+140.65142
6.0	+2.40814	+15.94459	-60.37031	-451.21577	+489.26025	+0.48490	+0.31785	-10.08046	-33.98450	+142.93916
8.0	+1.62290	+18.39717	-32.86844	-500.31995	+511.77301	+0.45750	+1.01862	-7.12757	-40.65874	+146.28218
10.0	+0.73495	+17.79085	-10.02506	-536.66351	+527.83652	+0.35430	+1.25147	-4.59719	-45.55756	+148.63350

Bảng PL-17a. *(tiếp theo)*

D_i	$D_1 = \frac{M}{100}$					$D_2 = \frac{H}{100}$				
α_i \ x_i	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.002	-0.05521	-0.30364	-0.74453	-1.30176	-2.08902	-0.16955	-0.93636	-2.14457	-3.50727	-5.28892
0.005	-0.10445	-0.57258	-1.41962	-2.51251	-4.08251	-0.33554	-1.85007	-4.20234	-6.82667	-10.24530
0.01	-0.14567	-0.79403	-2.00660	-3.62482	-6.01101	-0.50397	-2.77184	-6.21388	-9.98640	-14.87042
0.02	-0.16667	-0.92921	-2.44485	-4.60451	-7.94243	-0.67058	-3.78158	-8.27328	-13.03349	-19.11986
0.03	-0.17476	-0.92591	-2.54874	-5.00684	-8.96887	-0.80640	-4.39216	-9.41033	-14.54883	-21.04346
0.04	-0.16816	-0.87525	-2.53124	-5.19253	-9.64520	-0.89346	-4.84537	-10.18388	-15.47742	-22.08935
0.05	-0.15800	-0.80510	-2.45998	-5.27503	-10.14687	-0.96588	-5.21639	-10.77468	-16.11733	-22.71329
0.06	-0.14633	-0.72679	-2.36237	-5.30135	-10.54722	-1.06606	-5.53551	-11.25774	-16.59256	-23.10425
0.08	-0.12170	-0.56446	-2.13443	-5.26680	11.17250	-1.13956	-6.08520	-12.03155	-17.26781	-23.51578
0.1	-0.09759	-0.40686	-1.89553	-5.17531	-11.66137	-1.23534	-6.55267	-12.65094	-17.73712	-23.67423
0.2	-0.00381	+0.21574	-0.84541	-4.53357	-13.26664	-1.60754	-8.28816	-14.71993	-18.96021	-23.43523
0.3	+0.05193	+0.60696	-0.08584	-3.91442	-14.28283	-1.88763	-9.49856	-16.00009	-19.52528	-22.94225
0.4	+0.08396	+0.85131	+0.46621	+3.37153	-15.02914	-2.11645	-10.42565	-16.89581	-19.84815	-22.52055
0.5	+0.10104	+1.00196	+0.87834	-2.89325	-15.61486	-2.31313	-11.17363	-17.55902	-20.04557	-22.18578
0.6	+0.10881	+1.09183	+1.19227	-2.46570	-16.09394	-2.48632	-11.79652	-18.07037	-20.16764	-21.92214
0.8	+0.10871	+1.16159	+1.62831	-1.72646	-16.84392	-2.78412	-12.79149	-18.79990	-20.28570	-21.54565
1.0	+0.09748	+1.15020	+1.90277	-1.09939	-17.41639	-3.04045	-13.56776	-19.28850	-20.31258	-21.30037
	+0.0691	+0.98900	+2.22822	+0.15589	-18.42779	-3.56401	-14.96442	-19.99035	-20.22181	-20.97993
1.5	+0.01798	+0.78803	+2.31122	+1.12491	-19.1684	-3.99387	-15.92949	-20.33664	-20.07075	-20.84864
2.0	-0.03575	+0.44798	+2.21127	+2.57216	-20.03942	-4.69323	-17.21787	-20.62833	-19.78325	-20.77607
3.0	-0.06178	+0.21284	+1.99564	+3.62470	-20.65067	-5.25950	-18.05681	-20.71109	-19.56752	-20.77897
4.0	-0.07130	+0.05598	+1.75035	+4.44333	-21.09766	-5.74524	-18.65274	-20.72338	-19.40270	-20.80224
6.0	-0.07208	-0.04775	+1.51211	+5.09690	-21.44037	-6.16909	-19.09745	-20.69751	-19.28752	-20.82528
8.0	-0.06924	-0.15285	+1.06924	+6.09875	-21.94230	-6.91139	-19.70489	-20.62566	-19.12754	-20.86836
10.0	-0.05271	-0.18797	+0.68213	+6.83213	-22.29409	-7.51708	-20.54810	+20.54810	-19.03174	-20.87966

Bảng PL-17a. *(tiếp theo)*

D_i	$D_1 = \frac{M}{100}$					$D_2 = \frac{H}{100}$				
α_i \ x_i	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.002	-0.02543	-0.14045	-0.32169	-0.52609	-0.79333	-0.05286	-0.28827	-0.62427	-0.97442	-1.41825
0.005	-0.05032	-0.27751	-0.63035	-1.02400	-1.53680	-0.10785	-0.58569	-1.24257	-1.90418	-2.73129
0.01	-0.07560	-041578	-0.93208	-1.49796	-2.23060	-0.16962	-0.91526	-1.88275	-2.80337	-3.92620
0.02	-0.10059	-0.56724	-1.24099	-1.95503	-2.86798	-0.24469	-1.34052	-2.61800	-3.70275	-4.95284
0.03	-0.12096	-0.65883	-1.41155	-2.18233	-3.15652	-0.31182	-1.64934	-3.09180	-4.17877	-5.35028
0.04	-0.13402	-0.72680	-1.52758	-2.32161	-3.31340	-0.36362	-1.90862	-3.45740	-4.49055	-5.51440
0.05	-0.14488	-0.78245	-1.61620	-2.41760	-3.40699	-0.41036	-2.13936	-3.76509	-4.71992	-556941
0.06	-0.15440	-0.83058	-1.67614	-2.49185	-3.46786	-0.45367	-2.35074	-4.03595	-4.90115	-5.56662
0.08	-0.17093	-0.91278	-1.80474	-2.59017	-3.52737	-0.53306	-2.73262	-4.50524	-5.17963	-5.47560
0.1	-0.18530	-0.98290	-1.89764	-2.66057	-3.55113	-0.60534	-3.07432	-4.90866	-5.39181	-5.33444
0.2	-0.24112	-1.24323	-2.20799	-2.84403	-3.51528	-0.90171	-4.41395	-6.38158	-6.03458	-4.55898
0.3	-0.28314	-1.42478	-2.40002	-2.92879	-3.44134	-1.13259	-5.38208	-7.34913	-6.37772	-3.94711
0.4	-0.31747	-1.56385	-2.53437	-2.97722	-3.37808	-1.32437	-6.6.13314	-8.03828	-6.58530	-3.49324
0.5	-0.34697	-1.67604	-2.63386	-3.00684	-3.32786	-1.49044	-6.74254	-8.55215	-6.71560	-3.15170
0.6	-0.37295	-1.76948	-2.71056	-3.02515	-3.28832	-1.63792	-7.25248	-8.94827	-6.79743	-2.88939
0.8	-0.41761	-1.91872	-2.81998	-3.04291	-3.23181	-1.89451	-8.07091	-9.51229	-6.87590	-2.52078
1.0	-0.45618	-2.03507	-2.89342	-3.04710	-3.19487	-2.11561	-8.71170	-9.88700	-6.89191	-2.28165
1,5	-0.53473	-2.24469	-2.99848	-3.03330	-3.14699	-2.57475	-9,87194	-10.41014	-6.82440	-1.96288
2.0	-0 59934	-2.38923	-3.05053	-3.01073	-3.12723	-2.95439	-10.67816	-10.65192	-6.71730	-1.82285
3.0	-0.70389	-2.58283	-3.09437	-2.96732	-3.11646	-3.57798	-11.76374	-10.82119	-6.52122	-1.72339
4.0	-0.7880	-2.70860	-3.10670	-2.93504	-3.11688	-4.08886	-12.47664	-10.83334	-6.38016	-1.70088
5.0	-0.86135	-2.79804	-3.10836	-2.91055	-3.12027	-4.52840	-12.98555	-10.79322	-6.28178	-1.70003
6.0	-0.92558	-2.86460	-3.10471	-2.89301	-3.12384	-4.91719	-13.36701	-10.73324	-6.21502	-1.70482
8.0	-1.03649	-2.95599	-3.09365	-2.86922	-3.13024	-5.58927	-13.89512	10.60555	-6.13624	-1.71658
10	-1.12791	-3.01495	-3.08225	-2.85477	-3.13494	-6.15019	-14.24002	10.48870	-6.09865	-1.72540

Bảng PL-17b. Áp lực đối với địa tầng của tường đàn hồi (khi H = 3C)

x / α	$h_y\varphi_0$				
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	-0.0073	-0.0387	-0.0598	-0.0816	-0.1678
0.002	-0.007432	-0.037348	-0.056191	-0.075104	-0.151734
0.005	-0.0076406	-0.035751	-0.051760	-0.067239	-0.132343
0.01	-0.007861	-0.033766	-0.046253	-0.057501	-0.108419
0.02	-0.008174	-0.031176	-0.039175	-0.045107	-0.0782104
0.03	-0.0083767	-0.0295284	-0.0347699	-0.0375204	-0.0599662
0.04	-0.0085213	-0.0283627	-0.031728	-0.0323794	-0.0477865
0.05	-0.0086344	-0.0274764	-0.0294707	-0.0286473	-0.0391061
0.06	-0.008726	-026769	-0.027711	-0.025803	-0.032625
0.08	-0.0088704	-0.025678	-0.0251054	-0.0217334	-0.0236331
0.1	-0.0089787	-0.0248473	-0.0232213	-0.0189247	-0.0177433
0.2	-0.009342	-0.022232	-0.017919	-0.011976	-0.005156
0.3	-0.009575	-0.020572	-0.015032	-0.008890	-0.001181
0.4	-0.009748	-0.019303	-0.013018	-0.007022	+0.0004805
0.5	-0.009882	-0.018258	-0.011481	-0.005731	+0.001253
0.6	-0.009997	-0.017368	-0.010243	-0.004773	+0.001616
0.8	-0.010161	-0.015909	-0.008355	-0.003438	+0.001821
1.0	-0.010278	-0.014741	-0.006969	-0.002550	+0.0017586
1.5	-0.010451	-0.012572	-0.004704	-0.0012835	+0.001382
2.0	-0.010522	-0.0110305	-0.0033406	-0.000659	+0.0010473
3.0	-0.010530	-0.008896	-0.001818	-0.0001213	+0.0006225
4.0	-0.010451	-0.007442	-0.001025	+0.000064	+0.0003953
5.0	-0.010337	-0.006367	-0.000563	+0.000125	+0.0002665
6.0	-0.010203	-0.005533	+0.000275	+0.00136	+0.0001897
8.0	-0.009915	-0.004315	+0.0000345	+0.0001148	+0.0001078
10.0	-0.009617	-0.003467	+0.000174	+0.000083	+0.0000694

Bảng PL-17b. *(tiếp theo)*

D_i	$D_1 = \frac{M}{100}$					$D_2 = \frac{H}{100}$				
α_i \ x_i	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.002	-0.027315	+0.52068	+1.64460	+3.42486	+11.01770	-0.054835	+0.52075	+1.52141	+2.85052	+7.52440
0.005	-0.04124	+1.072304	+3.457360	+7.375896	+24.568107	-0.1170045	+1.134399	+3.328318	+6.268854	+16.670364
0.01	-0.0183544	+5.304706	+11.825174	+11.825174	+41.778138	-0.1866701	+1.856193	+5.483709	+10.420026	+28.051447
0.02	+0.124049	+1.754337	+6.564709	+16.259990	+64.885606	-0.251839	+2.669971	+8.002600	+15.479845	+42.698608
0.03	+0.326992	+1.376845	+6.215944	+17.696152	+80.276660	-0.267942	+3.060988	+9.313794	+18.345001	+51.83221
0.04	+0.555631	+0.742646	+5.091476	+17.639971	+91.713111	-0.260317	+3.241894	+10.019431	+20.102019	+58.160892
0.05	+0.795671	-0.21877	+3.553896	+16.745976	+100.83637	-0.239444	+3.04746	+10.382591	+21.223710	+62.865616
0.06	+1.039714	-.0853088	+1.783697	+15.344775	+108.47765	-0.210817	+3.296414	+10.535000	+21.949410	+66.543680
0.08	+1.524913	-2.591237	-2.093256	+11.683633	+120.996350	-0.141998	+3.159420	+10.474462	+22.694526	+72.025897
0.1	+1.996850	-4.331871	-6.125107	+7.427681	+131.250817	-0.065833	+2.938831	+10.148549	+22.900926	+76.024056
0.2	+4.048335	-11.945570	-25.058753	-15.607693	+168.079037	+0.311798	+1.591781	+7.446150	+21.246739	+87.493455
0.3	+5.623055	-17.518863	-40.484523	-37.424489	+194.542452	+0.627334	+0.400688	+4.718797	+18.566130	+93.985248
0.4	+6.828026	-21.457382	-52.786248	-57.238256	+215.919581	+0.879859	-0.537342	+2.379899	+15.881826	+98.663234
0.5	+7.759448	-24.177608	-62.619333	-75.251342	+233.9668	+1.085547	-1.264857	+0.422789	+13.360645	+102.35966
0.6	+8.473210	-25.982228	-70.516228	-91.733667	+249.584170	+1.248309	-1.819089	-1.213477	+11.027022	+105.42072
0.8	+9.443091	-27.685152	-82.025315	-121.02680	+275.59991	+1.490418	-2.558806	-3.743318	+6.869203	+110.30230
1.0	+9.996377	-27.783120	-89.46183	-146.558782	+296.70765	+1.653552	-2.981665	-5.513765	+3.245477	+114.10353
1.5	+10.383162	-24.640150	-97.956040	-199.04140	+336.37945	+1.860630	-3.211526	-8.174196	-4.047731	+120.92381
2.0	+10.077391	-19.900548	=98.698855	-240.88080	+365.00792	+1.915762	-2.971414	-9.321349	-9.759716	+125.62056
3.0	+8.845410	-10.787747	-90.894793	-305.47885	+405.16704	+1.875061	-2.164118	-9.701537	-18.395297	+131.92830
4.0	+7.471106	-3.869879	-78.788244	-354.31848	+432.97870	+1.751058	-1.402271	-9.060366	-24.790665	+136.12235
5.0	+6.236822	+0.904441	-65.77690	-393.18278	+453.85805	+1.624353	-0.827062	-8.054142	-29.810599	+139.18617
6.0	+5.172347	+4.073762	-53.022064	-425.15453	+470.32917	+1.498440	-0.393895	-6.939832	-33.905221	+141.55927
8.0	+3.55497	+7.13452	-29.64706	-475.04373	+494.93751	+1.30691	+0.08165	-4.72581	-40.21231	+145.02753
10.0	+2.406025	+7.62594	-9.37953	-512.61000	+512.68803	+1.15076	+0.27171	-2.69364	-44.92817	+147.48540

Bảng PL-17b. ***(tiếp theo)***

D_i	$D_3 = \frac{d_i . e_i}{100}$					$D_4 = \frac{h_y . e_i}{100}$				
α_i \ x_i	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.002	+0.008224	-0.07811	-0.22822	-0.42757	-1.12866	+0.031117	-0.25700	-0.68485	-1.17881	-2.83487
0.005	+0.0175501	-0.170159	-0.499253	-0.940327	-2.500556	+0.0698080	-0.576780	-1.526250	-2.612833	-6.255370
0.01	+0.0280024	-0278431	-0.822556	-1.563004	-4.207717	+0.1209377	-0.991203	-2.592958	-4.399746	-10.456208
0.02	+0.037777	-0.400496	-1.200389	-2.321976	-6.404793	+0.193148	-1.569524	-4.019753	-6.705977	-15.709928
0.03	+0.040191	-0.458908	-1.397148	-2.751752	-7.774831	+0.244863	-1.976292	-4.967440	-8.150425	-18.830215
0.04	+0.039045	-0.486281	-1.502915	-3.015301	-8.728135	+0.286001	-2.294520	-5.661711	-9.156058	-20.870300
0.05	+0.035916	-0.495709	-1.557390	-3.183556	-9.129843	+0.320680	-2.560275	-6.214396	-9,907106	-22.28842
0.06	+0.031623	-0.494462	-1.580250	-3.292410	-9.981553	+0.351086	-2.792046	-6.674139	-10.496948	-23.318726
0.08	+0.021323	-0.473913	-1.571199	-3.404153	-10.803891	+0.403855	-3.190835	-7.420295	-11.381409	-24.677738
0.1	+0.009832	-0.440820	-1.522279	-3.435139	-11.403609	+0.449209	-3.534644	-8.024093	-12.030704	-25.495539
0.2	-0.046734	-0.238779	-1.117068	-3.187030	-13.123967	+0.620959	-4.873283	-10.128147	-13.904408	-26.730077
0.3	-0.093957	-0.060494	-0.707760	-2.784694	-14.097901	+0.742808	-5.899594	-11.571311	-14.947488	-26.632267
0.4	-0.131896	+0.080448	-356910	-2.382192	-14.799546	+0.835496	-6.752405	-12.688461	-15.669653	-26.273580
0.5	-0.162999	+0.189675	-0.063319	-2.004228	-15.353878	+0.905178	-7.481969	-13.594352	-16.212412	-25.869689
0.6	-0.187315	+0.272853	+0.182050	-1.654134	-15.813061	+0.959616	-8.122050	-14.346921	-16.637486	-25.480614
0.8	-0.223586	+0.383710	+0.561571	-1.030348	-16.545379	+1.033555	-9.199269	-15,528470	-17.258647	-24.801941
1.0	-0.248021	+0.446345	+0.829070	-0.487733	-17.115540	+1.073244	-10.078750	-16.420805	-17.679944	-24.256998
1.5	-0.279374	+0.481813	+1.226186	+0.607044	-18.138525	+1.086764	-11.762621	-17.875537	-18.289882	-23.317809
2.0	-0.287307	+0.445738	+1.398103	+1.464027	-18.843100	+1.034258	-12.990072	-18.747371	-18.575524	-22.745742
3.0	-0.281316	+0.324587	+1.455337	+2.759278	-19.789270	+0.831304	-14.720214	-19.693567	-18.782265	-22.118641
4.0	-0.262769	+0.210410	+1.359154	+3.718445	-20.418292	+0.578890	-15.919297	-20.152508	-18.819353	-21.801431
5.0	-0.243653	+0.124059	+1.208121	+4.471613	-20.87794	+0.304032	-16.807872	-20.395588	-18.806825	-21.61890
6.0	-0.224859	+0.059084	+1.040975	+5.085744	-21.23386	+0.024935	-17.505569	-20.523587	-18.779858	-21.50503
8.0	-0.19337	-0.01429	+0.70926	+6.03244	-21.75441	+0.53840	-18.51505	-20.61747	-18.73253	-21.37235
10.0	-0.17262	-0.04076	+0.40376	+6.73987	-22.12314	-1.07934	-19.21066	-20.62362	-18.69352	-21.30171

Bảng PL-17b. *(tiếp theo)*

D_i	$D_5 = \frac{d_t.(e_2 - e_1)}{100}$					$D_6 = \frac{h_y.(e_2 - e_1)}{100}$				
α_i \ x_i	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.002	+0.004669	-0.03855	-0.10273	-0.17682	-0.42523	+0.010190	-0.08335	-0.20401	-0.33036	-0.75678
0.005	+0.0104732	-0.086517	-0.228939	-0.391925	-0.938304	+0.03256	-0.190351	-0.459215	-0.734777	-1.665607
0.01	+0.0181425	-0.148683	-0.388942	-0.659962	1.568432	+0.041381	-0.336131	-0.792682	01.244256	-2.772256
0.02	+0.028972	-0.235429	-0.602966	-1.005896	-2.356490	+0.069217	-0.558388	-1.265432	-1.916938	-4.129877
0.03	+0.036730	-0.296445	-0.744664	-1.222567	-2.824531	+0.091216	-0.732547	-1.604614	-2.353536	-4.908558
0.04	+0.042905	-0.344182	-0.849257	-1.373410	-3.130544	+0.110078	-0.881262	-1.874248	-2.669292	-5.395036
0.05	+0.048104	-0.384042	-0.932160	-1.486065	-3.343372	+0.126937	-1.014409	-2.102398	-2.914427	-5.714228
0.06	+0.052666	-0.418810	-1.001119	-1.574543	-3.497808	+0.142395	-1.137066	-2.303231	-3.114425	-5.929227
0.08	+0.060579	-0.478623	-1.113045	-1.707211	-3.701661	+0.170460	-1.361213	-2.651944	-3.430520	-6.173717
0.1	+0.067382	-0.530199	-1.203614	-1.804607	-3.824330	+0.195667	-1.565974	-2.954657	-3.678129	-6.277336
0.2	+0.093180	-0.730993	-1.519232	-2.085662	-4.009508	+0.296100	-2.429246	-4.27394	-4.486670	-6.100351
0.3	+0.111619	-0.884861	-1.735727	-2.242280	-3.994734	+0.368894	-3.132060	-4.999616	-4.996917	-5.668034
0.4	+0.125284	-1.012826	-1.903288	-2.350463	-3.941023	+0.423317	-3.730722	-5.695292	-5.367517	-5.243074
0.5	+0.135634	-1.122317	-2.039045	-2.431869	-3.880473	+0.463749	-4.252415	-6.266565	-5.650561	-4.864830
0.6	+0.143871	-1.218265	-2.152169	-2.495483	-3.822137	+0.494053	-4.714862	-6.744405	-5.873023	-4.535477
0.8	+0.155045	-1.379647	-2.329426	-2.588684	-3.720348	+0.531313	-5.504977	-7.497906	-6.192362	-4.003419
1.0	+0.160953	-1.511675	-2.463144	-2.652078	-3.638506	+0.546635	-6.162317	-8.064382	-6.401063	-3.600255
1.5	+0.162969	-1.764266	-2.681379	-2.743528	-3.497640	+0.527319	-7.441852	-8.989916	-6.668272	-2.941593
2.0	+0.155289	-1.948648	-2.812137	-2.786187	-3.411926	+0.462640	-8.396440	-9.533809	-6.756979	-2.561784
3.0	+0.124402	-2.207958	-2.954046	-2.817377	-3.317774	+0.269802	-9.771980	-10.101896	-6.749550	-2.170551
4.0	+0.087000	-2.388012	-3.022909	-2.822857	-3.270220	+0.043389	-10.742664	-10.355348	-6.674136	-1.989411
5.0	+0.045604	-2.521016	-3.059444	-2.821031	-3.242814	-0.196312	-11.472817	-10.470807	-6.592756	-1.894716
6.0	+0.0040	-2.625965	-3.078592	-2.816866	-3.225795	-0.438806	-12.047198	-10.515825	-6.520598	-1.841065
8.0	-0.08076	-2.77716	-3.09269	-2.80985	-3.20586	-0.92059	-12.88909	-10.51064	-6.41195	1.78786
10.	-0.16071	-2.88101	-3.09400	-2.80399	-3.19522	-1.38092	-13.47762	-10.45472	-6.34029	-1.76471

Bảng PL-17C. Áp lực đối với địa tầng của tường đàn hồi (khi H = 5C)

x / α	$h_y\varphi_o$				
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	0	-0.0179	-0.0351	-0.0528	-0.1290
0.002	+0.003796	-0.018030	-0.033824	-0.049760	-0.119661
0.005	+0.003168	-0.018177	-0.032132	-0.045845	-0.107727
0.01	+0.002335	-0.018351	-0.029885	-0.040664	-0.092003
0.02	+0.001162	-0.018554	-0.026712	-0.033482	-0.070365
0.03	+0.000372	-0.018644	-0.024563	-0.028717	-0.056202
0.04	-0.000209	-0.018673	-0.022981	-0.025320	-0.046231
0.05	-0.000658	-0.018663	-0.021760	-0.022753	-0.038849
0.06	-0.001012	-0.018636	-0.020773	-0.020745	-0.033173
0.08	-0.001560	-0.018526	-0.019251	-0.017789	-0.025045
0.1	-0.001971	-0.018389	-0.018099	-0.015690	-0.019542
0.2	-0.003187	-0.017565	-0.014638	-0.010288	-0.007124
0.3	-0.003883	-0.016766	-0.012595	-0.007788	-0.002868
0.4	-0.004388	-0.016045	-0.011107	-0.006244	-0.000939
0.5	-0.004785	-0.015394	-0.009933	-0.005163	+0.000052
0.6	-0.005110	-0.014809	-0.008968	-0.004348	+0.000590
0.8	-0.005617	-0.013798	-0.007456	-0.003190	+0.001050
1.0	-0.006006	-0.012944	-0.006315	-0.002407	+0.001161
1.5	-0.006658	-0.011285	-0.004389	-0.001259	+0.001032
2.0	-0.007064	-0.010046	-0.003198	-0.000667	+0.000818
3.0	-0.007522	-0.008268	-0.001824	-0.000137	+0.000502
4.0	-0.007748	-0.007018	-0.001082	+0.000054	+0.000321
5.0	-0.007860	-0.006076	-0.000638	+0.000123	+0.000214
6.0	-0.007906	-0.005334	-0.000356	+0.000144	+0.000139
8.0	-0.007894	-0.004232	-0.000042	+0.000132	+0.000079
10.0	-0.007806	-0.003449	+0.000106	+0.000105	+0.000047

Bảng PL-17C *(tiếp theo)*

D_i	$D_1 = \frac{M}{100}$					$D_2 = \frac{H}{100}$				
α_i \ x_i	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.002	-0.25949	-0.32306	+0.61458	+2.09415	+9.11204	-0.27730	-0.12626	+0.72876	+1.85607	+6.14205
0.005	-0.55445	-0.77593	+1.28446	+4.62567	+20.87549	-0.62495	-0.29436	+1.63884	+4.20219	+13.99686
0.01	-8.86130	-1.46650	+1.90786	+7.64544	+36.72274	-1.06992	-0.53228	+2.79545	+7.24925	+24.40975
0.02	-1.04570	-2.68790	+2.01200	+10.87550	+59.55060	-1.64410	-0.90730	+4.26330	+11.31370	+38.92670
0.03	-0.91164	-3.77476	+1.27332	+11.98518	+75.59356	-1.97923	-1.20336	+5.09151	+13.83445	+48.63090
0.04	-0.60729	-4.77330	+0.08862	+11.92568	+87.80277	-2.18153	-1.45286	+5.56503	+15.49216	+55.63008
0.05	-0.20515	-5.70674	-1.34882	+11.16223	+97.62381	-2.30775	-1.67001	+5.82327	+16.62020	+60.95606
0.06	+0.25672	-6.58938	-2.93353	+9.94831	+105.84897	-2.37172	-1.86991	+5.94252	+17.40042	+65.17454
0.08	+1.27202	-8.22996	-6.32138	+6.72670	+119.21288	-2.41355	-2.22098	+5.92866	+18.31794	+71.50002
0.1	+2.34035	-9.73258	-9.81355	+2.88335	+130.01143	-2.38016	-2.52869	+5.71904	+18.69998	+76.10875
0.2	+7.49572	-15.75203	-26.28110	-18.49119	+167.43487	-1.86081	-3.70638	+3.80582	+17.82411	+88.86086
0.3	+11.85744	-19.96855	-39.95952	-39.25984	+193.52353	-1.25928	-4.52266	+1.77716	+15.68230	+95.60809
0.4	+15.45231	-22.92038	-51.06433	-59.28535	+214.45284	-0.71901	-5.10854	-0.00301	+13.38890	+100.27515
0.5	+18.41909	-24.94409	-60.08289	-75.92949	+232.13252	-0.25387	-5.53019	-1.51775	+11.16419	+103.88222
0.6	+20.88321	-26.27466	-67.42894	-92.07931	+247.47563	+0.14423	-5.83162	-2.79822	+9.06400	+106.83343
0.8	+24.66555	-27.47088	-78.31818	-120.95817	+273.16461	+0.77238	-6.17259	-4.79838	+5.24408	+111.50524
1.0	+27.35615	-27.40451	-85.54553	-146.21791	+294.12315	+1.23659	-6.28723	-6.23853	+1.87925	+115.12792
1.5	+31.26342	-24.58281	-94.03043	-198.40762	+333.79157	+1.95710	-6.07052	-8.31431	-5.07440	+121.65162
2	+33.00900	-20.45348	-95.08368	-240.06455	+362.56167	+2.32720	-5.55574	-9.18095	-10.57867	+126.16909
3	+33.84915	-12.53543	-87.89743	-304.43797	+403.02521	+2.61674	-4.42364	-9.29533	-18.98999	+132.28261
4	+33.38122	-6.54970	-76.23676	-353.13398	+431.06692	+2.66049	-3.47160	-8.53819	-25.26445	+135.37502
5	+32.54487	-2.43660	-63.54561	-391.91972	+452.12536	+2.63170	-2.74840	-7.48381	-30.21080	+139.37994
6	+31.62896	+0.25493	-51.04859	-423.81093	+468.72061	+2.56673	-2.19489	-6.36623	-34.23595	+141.70764
8	+29.94765	+2.68153	-27.93338	-473.71612	+493.54805	+2.43574	-1.53567	-4.13479	-40.49434	+145.13496
10	+28.55560	+2.84585	-7.84702	-511.32775	+511.45992	+2.31289	-1.20605	-2.12078	-45.17326	+147.56949

Bảng PL-17C *(tiếp theo)*

D_i	$D_3 = \frac{d_t.e_1}{100}$					$D_4 = \frac{h_y.e_1}{100}$				
α_i \ x_j	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.002	+0.01159	+0.01894	-0.10932	-0.27841	-0.92131	+0.13265	+0.00607	-0.36306	-0.78315	-2.29458
0.005	+0.09374	+0.04416	-0.24583	-0.63033	-2.09953	+0.30498	+0.00730	-0.83606	-1.78792	-5.21168
0.01	+0.16049	+0.07984	-041932	-1.08739	-3.66146	+0.53954	-0.00598	-1.48307	-3.12722	-9.03919
0.02	+0.24660	+0.13610	-0.63950	-1.69700	-5.83900	+0.88420	-0.06790	-2.44280	-5.01550	-14.26040
0.03	+0.2968	+0.18050	-0.76372	-2.07517	-7.29464	+1.13350	-0.15561	-3.14558	-6.29997	-17.62851
0.04	+0.32723	+0.21793	-0.83476	-2.32382	-834451	+1.32852	-0.25677	-3.70203	-7.24416	-19.95870
0.05	+0.34616	+0.25050	-0.87349	-2.49303	-9.14341	+1.49261	-0.36654	-4.16645	-7.97724	-21.64976
0.06	+0.35576	+0.28049	-0.89138	-2.61006	-9.77618	+1.62740	-0.47768	-4.56853	-8.56976	-22.92043
0.08	+0.36203	+0.33315	-0.88930	-2.74769	-10.72500	+1.85854	-0.70759	-5.25061	-9,48857	-24.66787
0.1	+0.35703	+0.37930	-0.85785	-2.80500	11.41631	+2.05093	-0.93879	-5.82616	-10.17914	-27.77959
0.2	+0.27900	+0.55601	-0.57092	-2.67345	-13.32922	+2.75115	-2.03403	-7.96839	-12.26956	-27.73264
0.3	+0.18899	+0.67818	-0.26657	-2.35234	-14.34120	+3.25048	-2.99899	-9.52813	-13.48813	27.86748
0.4	+0.10787	+0.76633	+0.00035	-2.00828	-15.04127	+3.64582	-3.85688	-10.77257	-14.35651	-27.58162
0.5	+0.03785	+0.82979	+0.22748	-1.67453	-15.58234	+3.97064	-4.60543	-11.81058	-15.02369	-27.18404
0.6	-0.02168	+0.87494	+0.41978	-1.35972	-16.02499	+4.24346	-5.28317	-12.68650	-15.55722	-26.77005
0.8	-0.11579	+0.92591	+0.71960	-0.78644	-16.72585	+4.67652	-6.45870	-14.09053	-16.35498	-26.00606
1.0	-0.18537	+0.94318	+0.93539	-0.28171	-17.26918	+5.00115	-7.44945	-15.16592	-16.91868	-25.36316
1.5	-0.29347	+0.91045	+1.24724	+0.76096	-18.24763	+5.52496	-9.39415	-16.99257	-17.75889	-24.20734
2	-0.34909	+0.83339	+1.37561	+1.58816	-18.92570	+5.92388	-10.90047	-18.10685	-18.18419	-23.47235
3	-0.39262	+0.66373	+1.39421	+2.84852	-19.84240	+6.03349	-12.98521	-19.36755	-18.53857	-22.63719
4	-0.39921	+0.52080	+1.28061	+3.78974	-20.45626	+6.03164	-14.49169	-19.99967	-18.64185	-22.19793
5	-0.39489	+0.41225	+1.12266	+4.53152	-20.90695	+5.91060	-15.62960	-20.34444	-18.66178	-21.93848
6	-0.38326	+0.32858	+0.95514	+5.13538	-21.25615	+5.73184	-16.53371	-20.53025	-18.65679	-21.77095
8	-0.36552	+0.23046	+0.62015	+6.07418	-21.77025	+5.27437	-17.85924	-20.69100	-18.62205	-21.57438
10	-0.34715	+0.18102	+0.31808	+6.77598	-22.13542	+4.76445	-18.79394	-20.71354	-18.59231	-21.46537

Bảng PL-17C *(tiếp theo)*

D_i	$D_5 = \frac{d_t.(e_2 - e_1)}{100}$					$D_6 = \frac{h_y.(e_2 - e_1)}{100}$				
α_i \ x_i	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.002	+0.01990	+0.00091	-0.05446	-0.11747	-0.34419	+0.04083	-0.00934	-0.11378	-0.22100	-0.60914
0.005	+0.04575	+0.00109	-0.12541	-0.26818	-0.78175	+0.09479	-0.02541	-0.26490	-0.50630	-1.38604
0.01	+0.08093	-0.00090	-0.22246	-0.46908	-1.35588	+0.17035	-0.05617	-0.47806	-0.89061	-2.38621
0.02	+0.13250	-0.01020	-0.36640	-0.75230	-2.13910	+0.28730	-0.12650	-0.81240	-1.44400	-3.73830
0.03	+0.17003	-0.02334	-0.47184	-0.94499	-2.64428	+0.37774	0.20298	-1.07522	-1.83238	-4.58943
0.04	+0.19928	-0.03852	-0.55531	-1.08662	-2.99380	+0.45298	-0.28216	-1.29672	-2.12739	-5.16045
0.05	+0.22389	-0.05498	-0.62497	-1.19658	-3.24747	+0.51956	-036290	-1.49164	-2.36408	-5.55955
0.06	+0.24411	-0.07165	-0.68528	-1.28546	-3.43807	+0.57719	-0.44296	-1.66808	-2.56161	-5.84606
0.08	+0.27878	-0.10614	-0.78759	-1.42328	-3.70018	+0.68111	-0.60292	-1.98336	-2.88148	-6.20778
0.1	+0.30764	-0.14082	-0.87392	-1.52687	-3.86694	-0.77271	-0.76012	-2.26409	-3.13585	-6.40212
0.2	+0.41270	-0.30508	-1.19537	-1.84039	-4.15988	+1.13605	+1.48914	-3.39438	-3.99040	-6.46236
0.3	+0.48753	-0.44976	-1.42934	-2.02324	-4.18008	+1.41350	-2.12740	-4.26780	-4.54502	-6.11841
0.4	+0.54691	-0.5774	-1.61639	-2.15342	-4.13726	+1.63802	-2.69098	-4.98197	-4.95694	-5.72764
0.5	+0.59577	-0.69094	-1.77151	-2.25353	-4.07764	+1.82514	-3.19517	-5.57935	-5.27880	-5.35829
0.6	+0.63628	-0.79221	-1.90302	-2.33362	+4.01550	+1.98262	-3.64958	-6.08771	-5.53626	-5.02533
0.8	+0.70113	-0.96860	-2.11271	-2.45520	-3.89996	+2.23304	-4.44455	-6.90455	-5.91740	-4.46798
1.0	+0.75032	-1.11743	-2.27495	-2.53775	-3.80449	+2.42025	-5.12192	-7.53052	-6.17763	-4.03134
1.5	+0.82857	-1.40886	-2.54898	-2.66381	-3.63112	+2.71632	-6.47163	-8.58830	-6.53394	-3.29125
2	+0.87152	-1.62911	-2.71691	-2.72787	-3.52093	+2.86853	-7.50642	-9.22950	-6.67816	-2.84683
3	+0.90501	-1.94786	-2.90516	-2.78074	-3.39559	+2.96089	-9.03368	-9.92615	-6.72705	-2.36997
4	+0.90455	-2.17350	-3.00028	-2.79607	-3.32974	+2.91239	-10.13331	-10.25620	-6.67416	-2.13821
5	+0.88641	-2.34431	-3.05160	-2.79939	-3.29073	+2.79251	-10.97362	-10.41811	-6.60166	-2.01156
6	+0.85999	-2.48032	-3.07928	-2.79868	-3.26560	+2.63483	-11.64209	-10.49187	-6.53250	-1.93699
8	+0.79116	-2.67896	-3.10357	-2.79335	-3.23615	+2.26102	-12.63447	-10.51845	-6.42120	-1.85761
10	+0.71459	-2.81907	-3.10711	-2.78880	-3.21981	+1.85593	-13.33682	-10.47450	-6.34502	-1.82009

Bảng PL-17d. Áp lực đối với địa tầng của tường đàn hồi (H = ∞)

$$X_i = X_i h_y \varphi_0 + X_{iD1} D_1 + X_{iD2} D_2 + X_{iD3} D_3 + X_{iD4} D_4 + X_{iD5} D_5 + X_{iD6} D_6$$

α	$h_y\varphi$					$D_1 = \frac{M}{100.h_y}$				
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	-0.0132	-0.0215	-0.03110	-0.04310	-0.1086	-	-	-	-	-
0.002	-0.01395	-0.02165	-0.03024	-0.04103	-0.10160	-0.72233	-0.49330	-0.22550	+1.54349	+8.25594
0.005	-0.01496	-0.02188	-0.02916	-0.03826	-0.09245	-1.64425	-1.18186	+0.4176	+3.42701	+19.14938
0.01	-0.01634	-0.02218	-0.02767	-0.03450	-0.08005	-2.85530	-2.22110	+0.41330	+56.8537	+34.24940
0.02	-0.01833	-0.02253	-0.02546	-0.02906	-06233	-4.45252	-4.02184	-0.32629	+7.83955	+56.95972
0.03	-0.01968	-0.02271	-0.02386	-0.02531	-0.05029	-5.41774	-5.57695	-1.63564	+8.65806	+73.31187
0.04	-0.02068	-0.02279	-0.02263	-0.02253	-0.04161	-5.97774	-6.97845	-8.23787	+8.26668	+86.12817
0.05	-0.02145	-0.02280	-0.02163	-0.02041	-0.03507	-6.31239	-8.26076	-5.02802	+7.30005	+96.56809
0.06	-0.02204	-0.02276	-0.02081	-0.01871	-0.02997	-6.48855	-9.45480	-6.90036	+5.90943	+105.39857
0.08	-0.02293	-0.02262	-0.01917	-0.01614	-0.02260	-6.54892	-11.62140	-10.75916	+2.39439	+119.85107
0.1	-0.02355	-0.02242	-0.01841	-0.01429	-0.01753	-6.37462	-13.56898	-14.61867	-1.66724	+131.56404
0.2	-0.02511	-0.02116	-0.01492	-0.00932	-0.00605	-4.40542	-20.98796	-32.18864	-23.93094	+171.91186
0.3	-0.0.02576	-0.01991	-0.01270	-0.00693	-0.00216	-2.17110	-25.83445	-46.27769	-45.40100	+199.53220
0.4	-0.02609	-0.01879	-0.01104	-0.00544	-0.00046	-0.16727	-28.95256	-57.43720	-65.09979	+221.35531
0.5	-0.02626	-0.01789	-0.00973	-0.00439	+0.00038	+1.53019	-30.89008	-66.27958	-83.16878	+239.60454
0.6	-0.02646	-0.01689	-0.00865	-0.00360	+0.00080	+3.08617	-31.99054	-73.35956	-99.78242	+255.32612
0.8	-0.02643	-0.01538	-0.00698	-0.00251	+0.00111	+5.46588	-32.41819	-83.50131	-129.47437	+281.42147
1.0	-0.02637	-0.01412	-0.00574	-0.00179	+0.00113	+7.24212	-31.46863	-89.85796	-155.46870	+302.56521
1.5	-0.02603	-0.01171	-0.00372	-0.00079	+0.00091	+10.11293	-26.54396	-96.29319	-209.23584	+342.39430
2	-0.02556	-0.00996	-0.00254	-0.00032	+0.00067	+11.52697	-20.71901	-95.63375	-252.10180	+371.16397
3	-0.02455	-0.00754	-0.00125	+0.00004	+0.00038	+12.28789	-10.72378	-85.81828	-318.11672	+411.49159
4	-0.02354	-0.00593	-0.0063	+0.00014	+0.00022	+12.25967	-3.91715	-72.24151	-367.71615	+439.31438
5	-0.02260	-0.00478	-0.00028	+0.00015	+0.00014	+11.29370	+0.77849	-58.29935	-407.25952	+460.33910
6	-0.02172	-0.00388	-0.00011	+0.00014	+0.00009	+10.33482	+3.69737	-44.97208	-439.04757	+476.52680
8	-0.02015	-0.00266	+0.00007	+0.0010	+0.00005	+8.93901	+5.81852	-20.49750	-488.93237	+500.87590
10	-0.01880	-0.00185	+00012	+0.00007	+0.00003	+8.12410	+5.46673	+0.42980	-526.32523	+518.39486

Bảng PL-17d *(tiếp theo)*

α	$D_2 = \frac{H_{CV}}{100}$					$D_3 = \frac{e_t d_t}{100}$				
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.002	-0.57049	-0.21228	-0.48380	+1.48219	+5.47974	+0.08557	+0.03184	-0.07257	-0.22233	-0.82196
0.005	-1.31050	-0.49621	+1.09726	+3.39531	+12.64076	+0.19667	+0.07418	-0.16451	-0.50929	-1.89611
0.01	-2.30852	-0.89760	+1.88987	+5.94906	+22.40739	+0.34625	+0.13465	-0.28347	-0.89216	-3.36122
0.02	-3.71706	-1.52302	+2.90985	+9.48711	+36.56127	+0.55755	+0.22845	-0.43647	-1.42307	-548419
0.3	-4.66608	-1.99933	+3.47747	+11.76312	+46.38126	+0.69991	+0.29990	-0.52162	-1.7694	-6.95692
0.04	-5.32000	-2.39100	+3.79104	+13.28705	+53.64568	+0.79799	+0.35865	-56866	-1.99306	-8.04685
0.05	-5.80644	-2.72166	+3.92921	+14.36502	+59.26013	+0.87097	+0.40825	-0.58938	-2.15476	-8.88902
0.06	-6.17387	-3.01224	+3.96681	+15.11439	+63.76535	+0.92608	+0.45184	-0.59503	-2.26715	-9.56481
0.08	-6.68206	-3.50068	+3.84296	+16.00630	+70.60184	+1.00231	+0.52005	-0.57460	-2.40081	-10.59027
0.1	-6.99620	-3.91207	+3.57081	+16.40186	+75.62543	+1.05003	+0.58694	-0.53560	-2.46044	-11.34375
0.2	-7.52046	-5.34208	+1.56672	+15.61704	+89.56459	+1.12802	+0.80134	-0.23504	-2.34252	-13.43470
0.3	-7.46767	-6.22632	-0.41393	+13.54505	+96.82222	+1.12037	+0.93423	+0.06166	-2.03160	-14.53333
0.4	-7.27870	-6.78413	-2.10506	+11.30905	+101.73797	+1.09186	+1.01729	+0.31574	-1.69625	-15.26071
0.5	-7.11501	-7.13856	-3.49991	+9.11579	+105.47914	+1.06645	+1.07081	+0.52513	-36756	-15.32176
0.6	-6.86780	-7.36461	-4.67617	+7.04685	+108.50399	+1.03033	+1.10481	+0.70133	-1.05696	-16.27563
0.8	-6.51080	-7.48976	-6.45087	+3.26761	+113.22036	+0.97643	+1.12364	+0.96748	-0.49008	-16.98306
1.0	-6.19837	-7.39597	-7.65899	-0.08729	+116.83378	+0.92971	+1.10931	+1.14889	+0.01309	-17.52506
1.5	-5.55436	-6.72160	-9.28376	-7.06360	+123.28862	+0.83359	+1.00788	+1.39260	+1.05955	-18.49329
2	-5.13084	-5.84857	-9.82588	-12.59816	+127.72647	+0.76910	+0.87750	+1.4382	+1.88967	-19.15894
3	-4.66768	-4.19817	-9.48756	-21.07767	+133.71087	+0.70008	+0.62968	+1.42324	+3.16161	-20.05663
4	-4.17836	-3.08315	-8.37815	-27.39014	+137.70116	+0.62862	+0.45011	+1.27625	+4.09629	-20.65252
5	-4.16689	-2.07958	-7.18918	-32.34180	+140.63870	+0.62517	+0.31193	+1.07804	+4.85613	-21.09895
6	-4.05393	-1.42535	-5.94608	-36.34667	+142.90200	+0.60786	+0.21377	+0.89192	+5.45200	-21.43529
8	-3.78110	-0.69160	-3.55610	-42.52691	+146.21670	+0.56716	+0.10336	+0.53393	+6.37875	-21.93246
10	-3.38783	-0.43800	-1.34322	-47.21473	+148.59433	+0.50855	+0.06552	+0.24039	+7.07314	-22.28640

Bảng PL-17d *(tiếp theo)*

D_i	$D_5 = \frac{d_t.(e_2 - e_1)}{100}$					$D_6 = \frac{h_y.(e_2 - e_1)}{100}$				
α_i \ x_i	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.002	+0.23160	+0.02593	-0.27748	-0.064057	-2.02632	+0.03474	+0.00389	-0.04162	-0.09609	-0.30395
0.005	+0.53418	+0.05210	-0.64941	-1.48105	-4.65796	+0.08012	+0.00782	-0.9741	-0.22216	-069869
0.01	+0.94720	+0.06953	-1.17799	-2.63522	-8.20905	+0.14207	+0.01043	-0.17669	-0.39529	-1.23136
0.02	+1.54520	+0.04154	-2.00775	-4.33142	-13.24274	+0.23178	+0.00623	-0.30116	-0.64972	-1.98641
0.03	+1.96398	-0.03674	-2.65092	-5.53279	-16.61390	+0.29459	-0.00551	-0.39764	-0.81837	-2.49868
0.04	+2.26721	-0.14071	-3.18437	-6.43698	-19.00775	+0.34008	-0.02110	-0.47766	-0.96555	-2.85127
0.05	+2.50417	-0.26151	-3.63939	-7.16072	-20.77659	+0.037563	-0.03923	-0.54591	-1.07411	-3.11649
0.06	+2.69360	-0.3.9132	-4.04480	-7.75135	-22.12587	+0.40405	-0.05870	-6.0672	-1.16270	-332177
0.08	+2.98058	-0.66826	-4.74853	-8.67882	-24.01267	+0.44708	-0.10024	-0.71228	-1.30182	-3.60190
0.1	+3.18874	-0.95155	-5.35700	-9.39056	-25.23361	+0.47823	-0.14273	-0.8035	-1.40861	-3.78504
0.2	+3.74563	-2.31773	-7.66760	-11.56678	-27.4551	+0.56183	-0.34765	-1.15015	-1.73501	-4.11983
0.3	+3.98904	-3.51004	-9.35262	-12.83259	-27.69841	+0.59800	-0.52635	-1.40281	-1.92494	-4.15478
0.4	+4.11031	-4.54580	-10.68404	-13.72563	-27.45719	+0.61712	-0.68199	-1.60263	-2.05868	-4.11867
0.5	+4.19683	-5.405003	-11.77639	014.40122	-27.08792	+0.62964	-0.81729	-1.76654	-2.16019	-4.06318
0.6	+4.20759	-6.23999	-12.68241	-14.93878	-26.69625	+0.63117	-0.93617	-1.90227	-2.24098	-4.00433
0.8	+4.19867	-7.58797	-14.11441	-15.73417	-25.96604	+0.62938	-1.13841	-2.11673	-2.36040	-3.89485
1.0	+4.12349	-8.68588	-15.19572	-16.28731	-25.35324	+0.61858	-1.30301	-2.27928	-2.44311	-3.80299
1.5	+3.79222	-10.74468	-16.97589	-17.11217	-24.26101	+0.56925	-1.61163	-2.54637	-2.56698	-3.63908
2.0	+3.39398	-12.21409	-18.03146	-17.54565	-23.56989	+0.50922	-1.83203	-2.70485	-2.63182	-3.53547
3.0	+2.57944	-14.24021	-19.17790	-17.93870	-22.78173	+0.38653	-2.13601	-2.87671	-2.69080	-3.41725
4.0	+1.7016	-15.53386	-19.76561	-18.09547	-22.35880	+0.25468	-2.33008	-2.96483	-2.71425	-3.35386
5	+1.00390	-16.53148	-20.04829	-18.17086	-22.04768	+0.15088	-2.47994	-3.00716	-2.72610	-3.30718
6	+0.31522	-17.24787	-20.22826	-18.21837	-21.93435	+0.04771	-2.58771	-3.03393	-2.73284	-3.29014
8	-0.95042	-18.26440	-20.36733	-18.28520	-21.71945	+0.14270	-2.73961	-3.05516	-2.74274	-3.25793
10	-2.10312	-18.89920	-20.42380	-18.31684	-21.5960	-0.31547	-2.83491	-3.06352	-2.74760	-3.23938

Bảng PL-17d *(tiếp theo)*

α	$D_6 = \frac{h_y.(e_2 - e_1)}{100}$				
	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5
0	-	-	-	-	-
0.002	+0.06375	-0.00722	-0.09227	-0.18230	-0.53425
0.005	+0.14720	-0.02138	-0.21850	-0.42304	-1.22529
0.01	+0.26149	-0.05176	-0.40367	-0.75720	-2.15125
0.02	+0.42808	-0.12844	-0.71072	-1.25861	-3.44439
0.03	+0.54580	-0.21727	-0.96500	-1.62468	-4.28913
0.04	+0.63195	-0.31166	-1.18740	-1.90908	-4.87115
0.05	+0.69985	-0.40925	-1.38656	-2.14319	-5.28539
0.06	+0.75461	-0.50798	-1.57029	-2.34016	-5.58784
0.08	+0.83848	-0.70689	-1.90312	-2.66204	-5.97787
0.1	+0.90010	-0.90185	-2.20305	-2.92133	-6.19369
0.2	+1.06463	-1.80484	-3.41493	-3.79051	-6.30301
0.3	+1.12908	-2.57979	-4.33946	-4.34526	-5.97408
0.4	+1.4816	-3.25174	-5.08153	-4.74930	-5.59268
0.5	+1.15047	-3.84028	-5.69341	-5.05844	-5.23325
0.6	+1.12785	-4.36095	-6.20383	-5.30315	-4.91118
0.8	+1.05869	-5.25132	-7.01007	-5.65760	-4.37755
1.0	+0.96071	-5.98790	-7.61480	-5.89406	-3.96496
1.5	+0.65548	-7.39560	-8.60315	-6.21191	-3.27773
2	+0.32309	-8.42193	-9.17921	-6.34163	-2.87126
3	-0.33660	-9.85838	-9.77944	-6.39790	-2.43773
4	-0.52086	-10.92334	-10.04196	-6.36942	-2.22420
5	-1.54810	-11.52866	-10.18247	-6.33595	-2.07510
6	-2.07489	-12.06033	-10.24666	-6.29312	-2.02919
8	-3.02486	-12.81419	-10.26697	-6.24034	-1.94192
10	-3.76149	-13.42696	-10.16915	-6.22178	-1.89625

Bảng PL-18a. Giá trị của hệ số α_i và α_i' (trường hợp H = C)

α	α'_1	αD_1	αD_2	αD_3	αD_4	αD_5	αD_6
0.002	+1.06668	+29.45924	+21.73484	-3.26023	-8.58527	-1.28778	-2.36242
0.005	+0.82682	+77.98439	+42.16694	-6.32505	-16.68918	-2.50338	-4.59886
0.01	+0.62160	+82.51603	+51.68953	-9.20336	-24.36275	-3.65445	-672885
0.02	+0.41337	+105.60407	+79.27132	-11.88920	-31.66949	-4.75043	-8.78511
0.03	+0.32466	+115.72153	+87.64257	-13.14639	-35.22675	-5.28402	-9.81228
0.04	+0.25607	+120.95636	+92.40004	-13.86046	-37.34951	-5.60242	-10.44399
0.05	+0.21735	+123.8628	+95.41450	-14.31202	-38.77294	-5.81593	-10.88180
0.06	+0.8177	+125.49726	+97.44868	-14.61730	-39.80477	-5.96805	-11.20933
0.08	+0.15295	+133.77415	+99.93818	-14.99073	-41.20696	-6.1810	11.67949
0.1	+0.13135	+126.73471	+101.31688	-15.19753	-42.13760	-6.32064	-12.01242
0.2	+0.07720	+121.87958	+103.14553	-15.47184	-44.37102	-6.65565	-12.93243
0.3	+0.05729	+116.82552	+103.00186	-15.45028	-45.35410	-6.80312	-13.41925
0.4	+0.04640	+112.88262	+102.59591	-15.38940	-45.94945	-6.89241	-13.74515
0.5	+0.03939	+109.88349	102.19194	-15.33879	-46.36101	-6.95430	-13.98533
0.6	+0.03446	+107.58239	+101.83982	-15.27597	-46.67005	-7.00051	-14.17232
0.8	+0.02790	+104.39399	+101.29696	-15.19455	-47.11688	-7.06603	-14.44867
1	+0.02368	+102.39304	+100.92126	-15.13813	-47.40776	-7.11120	-14.64639
1.5	+0.01759	+99.92425	+100.41614	-15.05939	-47.87810	-7.18172	-14.96780
2	+0.01426	+99.03520	+100.15939	-15.02390	-48.15986	-7.22399	-15.16742
3	+0.01063	+98.70267	+99.99019	-14.99851	-48.49559	-7.27436	-15.41342
4	+0.00865	+98.87426	+99.94890	-14.99282	-48.69687	-7.30453	-15.56546
5	+0.00737	+99.11211	+99.95157	-14.99272	-48.83567	-7.32536	-15.67239
6	+0.00648	+99.32226	+99.95971	-14.99398	-48.93892	-7.34086	-15.75329
8	+0.00528	+99.61896	+99.98040	-14.99710	-49.08624	-7.36294	-15.87053
10	+0.00450	+99.78663	+99.99213	-14.99892	-49.18773	-7.37819	-15.95329

Bảng PL-18a *(tiếp theo)*

α	α'	αD_1	αD_2	αD_3	αD_4	αD_5	αD_6
0.002	+0.82514	+39.58318	+29.96104	-4.49416	-12.04667	-1.80699	-3.35807
0.005	+0.66446	+75.76244	+57.94439	-8.69167	-23.45992	-3.51898	-6.57158
0.01	+0.51229	+107.79056	+83.88086	-12.58213	-34.34651	-5.15202	-9.69720
0.02	+0.36710	+133.14051	+107.25110	-16.08767	-44.87879	-6.73183	-12.85880
0.03	+0.29684	+140.85920	+117.50070	-17.62512	-50.20118	-7.53019	-14.58201
0.04	+0.25472	+142.11027	+122.74301	-18.41238	-53.48948	-8.02341	-15.73450
0.05	+0.22648	+140.45401	+125.63320	-18.84498	-55.73757	-8.36812	-16.60414
0.06	+0.20615	+137.33738	+127.22709	-19.08406	-57.55612	-8.62083	-17.30813
0.08	+0.17815	+129.17643	+128.39912	-19.25989	-60.03990	-9.00599	-18.42615
0.1	+0.15968	+120.18297	+128.24444	-19.23666	-61.85030	-9.27754	-19.31457
0.2	+0.11523	+79.85921	+122.89063	-18.43369	-67.01107	-10.05165	-22.29080
0.3	+0.09565	+51.37914	+117.49464	-17.62420	-69.85381	-10.47807	-24.18863
0.4	+0.08377	+31.53094	+113.32764	-16.99919	-71.80661	-10.77099	-25.57433
0.5	+0.07554	+17.44545	+110.17850	-16.52677	-73.27713	-10.99157	-26.65243
0.6	+0.06939	+7.27594	+107.77821	-16.16673	-74.44299	-11.16646	-27.52549
0.8	+0.06066	-5.64490	+104.47842	-15.67177	-76.20686	-11.43103	-28.87403
1	+0.05465	-12.67026	+102.43861	-15.36533	-77.50966	-11.62664	-29.88787
1.5	+0.04525	-18..67731	+99.98717	-14.99777	-79.72051	-11.95819	-31.64411
2	+0.03960	-18.36404	+99.16547	-14..87470	-81.17940	-12.17706	-32.82462
3	+0.03285	-13.82659	+98.95953	-14.84376	-83.09875	-12.46487	-34.40752
4	+0.02877	-9.44700	+99.14679	-14.87927	-84.37389	-12..6502	-35.47988
5	+0.02593	-6.21283	+99.46345	-14.91930	-85.32360	-12.79857	-36.28898
6	+0.02381	-3.97310	+99.67695	-14.95119	-86.07685	-12.91174	-36.93728
8	+0.02075	-1.39581	+99.97199	-15.99640	-87.23784	-13.08559	-37.94276
10	+0.01859	-0.32625	+100.08452	-15.01278	-88.09673	-13.21482	-38.70296

Bảng PL-18b. Giá trị của hệ số α_i và α_i' (trường hợp H = 3C)

α	α'	αD_1	αD_2	αD_3	αD_4	αD_5	αD_6
0.002	+0.45834	+13.26452	+9.67878	-1.45182	-3.79276	-.056894	-1.03834
0.005	+0.40709	+29.32067	+21.38430	-3.20765	-8.38799	-1.25815	-2.29775
0.01	+0.34374	+49.00292	+35.82036	-5.34785	-14.95416	-2.11082	-3.85905
0.02	+0.26344	+73.60010	+54.04174	-8.10626	-21.29454	-3.19418	-5.85204
0.03	+0.21463	+88.19002	+65.03889	-9.75580	-25.70311	-3.85547	-7.07813
0.04	+0.18180	+97.71502	+72.37272	-10.88587	-28.68312	-4.30247	-7.91453
0.05	+0.15818	+104.26580	+77.59443	-11.63916	-30.83776	-4.62576	-8.52573
0.06	+0.14037	+109.11112	+81.48924	-12.22339	-32.47429	-8.87114	-8.99490
0.08	+0.11525	+115.40375	+86.88033	-13.03205	-34.80396	-5.22059	-9.67500
0.1	+0.09836	+119.16269	+90.40164	-13.20162	-36.39500	-5.45925	-10.15184
0.2	+0.05917	+124.63754	+97.84862	-14.67733	-40.25412	-6.03812	-11.39385
0.3	+0.04386	+123.95545	+100.12535	-15.01882	-41.91353	-6.28701	-12.00161
0.4	+0.03552	+122.11331	+101.03092	-15.15464	-42.90138	-6.43521	-12.00058
0.5	+0.03018	+120.10718	+101.41663	-15.21251	-43.58266	-6.53739	-12.69637
0.6	+0.02643	+118.20672	+101.56993	-15.23550	-44.09291	-6.61394	-12.93030
0.8	+0.02147	+114.94726	+101.59025	-15.23855	-44.82346	-6.72350	-13.28504
1	+0.01827	+112.37953	+101.47898	-15.22176	-45.33396	-6.80009	-13.54720
1.5	+0.01365	+108.08078	+101.13352	-15.17004	-46.14682	-6.92202	-13.99001
2	+0.01110	+105.57872	+100.86618	-15.12993	-46.64132	-6.99620	-14.27506
3	+0.00984	+103.01596	+100.54626	-15.08194	-47.23408	-7.08513	-14.63374
4	+0.00678	+101.84992	+100.38089	-15.05713	-47.58100	-7.13836	-14.85850
5	+0.00580	+101.25086	+100.28738	-15.04310	-47.83154	-7.17472	-15.01652
6	+0.00510	+100.91641	+100.23145	-15.03523	-48.01140	-7.20170	-15.13733
8	+0.00418	+100.58547	+100.16840	-15.02526	-48.26498	-7.23974	-15.31155
10	+0.00359	+100.43627	+100.13691	-15.02053	-48.43994	-7.26586	-15.43518

Bảng PL-18b *(tiếp theo)*

α	α'_i	αD_1	αD_2	αD_3	αD_4	αD_5	αD_6
0.002	+0.32781	+16.58052	+12.36224	-1.85434	-4.92441	-0.73866	-1.36431
0.005	+0.29473	+36.43243	+27.28493	-4.09274	-10.90142	-5.63521	-13.02669
0.01	+0.25380	+60.47119	+45.62470	-6.84371	-18.31918	-2.74788	-5.10394
0.02	+0.20184	+89.58869	+68.59918	-10.28988	-27.81203	-4.17181	-7.80142
0.03	+0.17016	+105.89259	+82.28405	-12.34245	-33.67651	-5.05148	-9.50804
0.04	+0.14878	+115.74283	+91.26392	-13.68959	-37.69659	-5.65449	-10.70976
0.05	+0.13333	+121.91004	+97.53722	-14.63058	-40.64952	-6.09754	-11.61853
0.06	+0.12163	+125.79275	+102.11369	-15.31705	-42.93077	-6.43961	-12.34155
0.08	+0.10502	+129.52040	+108.21231	-16.23183	-46.26642	-6.93996	-13.44693
0.1	+0.09371	+130.21837	+111.94653	-16.79201	-48.63577	-7.29537	-14.28043
0.2	+0.06662	+119.51536	+118.08993	-17.71358	-55.01496	-8.25221	-16.84756
0.3	+0.05525	+104.73763	+118.29820	-17.74481	-58.30785	-8.74595	-18.42773
0.4	+0.04861	+91.26572	+117.26748	-17.59010	-60.54860	-9.08232	-19.61334
0.5	+0.04410	+79.67796	+115.96378	-17.39475	-62.25324	-9.33807	-20.57062
0.6	+0.04076	+69.82526	+114.66348	-17.19961	-63.62746	-9.54418	-21.37371
0.8	+0.03604	+54.30573	+112.35980	-16.85403	-65.75477	-9.86306	-22.66735
1.0	+0.03278	+42.90029	+110.50713	-16.57588	-67.36325	-10.10445	-23.68138
1.5	+0.02763	+25.12502	+107.35099	-16.10286	-70.15908	-10.52384	-25.51431
2.0	+0.02450	+15.60511	+105.48384	-15.82254	-72.02445	-10.80361	-26.78637
3.0	+0.02074	+6.85106	+103.54241	-15.53138	-74.48338	-11.17275	-28.52417
4.0	+0.01846	+3.47320	+102.62011	-15.39305	-76.11370	-11.41700	-29.71817
5.0	+0.01688	+2.03963	+102.11872	-15.31780	-77.32516	-11.59870	-30.62741
6.0	+0.01568	+1.39868	+101.81876	-15.27292	-78.29811	-11.74311	-31.36349
8.0	+0.01397	+0.93621	+101.47797	-15.22037	-79.77580	-11.86632	-32.52013
10	+0.01276	+0.78469	+101.28606	-15.19289	-80.90885	-12.13493	-33.41826

Bảng PL-19a Hệ số để xác định chuyển vị của điểm đỉnh tường dàn hồi (H = C)

α	$\frac{n_0}{p_0}$	$\frac{n_1}{p_1}$	$\frac{n_2}{p_2}$	$\frac{n_3}{p_3}$	$\frac{n_4}{p_4}$	$\frac{n_5}{p_5}$	$\frac{n_6}{p_6}$
0.002	+0.23784 +0.17556	+118.25262 +51.98739	+51.98004 +33.23442	-7.79681 -4.98524	-16.01122 -12.18384	-2.40169 -1.82757	-3.79630 -3.20490
0.005	+0.36059 +0.26405	+234.88279 +86.76214	+86.13517 +51.68647	-12.92021 -7.75058	-22.98169 -18.32404	-3.44726 -2.72572	-4.84942 -4.65180
0.01	+0.36672 +0.27848	+378.18480 +111.54517	+111.39630 +58.58.57267	-16.55745 -8.78580	-22.10520 -18.91192	-3.31582 -2.79412	-3.24082 -4.55580
0.02	+0.28609 +0.22920	+643.11464 +139.16700	+139.17120 +57.26550	-20.87580 8.59005	-14.10765 -14.67765	-2.26620 -2.20185	-1.41255 -2.83500
0.03	+0.21046 +0.18279	+891.45990 +164.86942	+165.13155 +55.98720	-24.76935 -8.39835	-6.47865 -10.81822	-0.97200 -1.62270	+5.69857 -1.28362
0.04	+0.15285 +0.14808	+1132.10160 +191.01810	+191.00940 +56.23380	-28.65210 -8.43510	-0.18270 -7.85310	-0.02730 -1.17780	+9.37170 -0.03300
0.05	+0.10774 +0.12176	+1366.06725 +17.03687	+217.04100 +56.84962	-32.55562 -8.52713	+4.83075 -5.13900	+0.72487 -.77062	+12.47362 +1.13100
0.06	+0.07146 0.10138	+1590.98580 +242.54640	+242.55765 +59.27715	-36.38250 -8.88165	+8.95995 -3.69855	+1.35495 -0.55350	+15.14070 +1.35720
0.08	+0.01782 0.07260	+2028.49380 +291.36180	+291.30960 +63.78300	-43.6920 -9.56640	+15.29760 -0.96240	+2.29440 -0.14340	+19.44240 +3.17460
0.1	+0.02257 +0.05182	+2441.17950 +336.72975	+336.66075 +68.56425	-50.49750 -10.28250	+19.84200 -0.97275	+2.97600 +0.14550	+22.70025 +4.16400
0.2	-0.11070 +0.00480	+1269.93600 521.62200	+521.84550 +89.21550	-78.27300 -13.38150	+28.70250 +5.38500	+4.30800 +0.80700	+30.01050 +6.51150
0.3	-0.13477 -0.00832	+5875.38225 +665.05725	+665.00550 +104.17275	-99.74475 -15.62850	+27.60975 +6.35850	+4.14000 +0.95175	+30.31650 +6.95700
0.4	-0.13620 -0.0147	+7396.89300 +788.05500	+787.81800 +115.93800	-118.17600 -17.39400	+22.99200 +6.22500	+3.45000 +0.93600	+28.09500 +6.74400

Bảng PL-19a *(tiếp theo)*

α	n_0 / p_0	n_1 / p_1	n_2 / p_2	n_3 / p_3	n_4 / p_4	n_5 / p_5	n_6 / p_6
0.5	-0.12975 -0.01500	+8801.16000 +899.09250	+899.39625 +125.73000	-134.91000 -18.86250	+17.28750 +15.62500	+2.59125 +0.84375	+25.04625 +6.24000
0.6	-0.12375 -0.01530	+10145.7720 +1004.10300	+1012.26600 +134.73450	-151.82100 -20.12850	+2.088000 +4.81050	+0.31050 +0.71550	+18.73350 +5.65200
0.8	-0.09960 -0.01800	+12895.69200 +1204.23000	+1203.87600 +151.36200	-180.58200 -22.71000	-0.50400 +3.34200	-0.09000 +0.50400	+15.79200 +4.57800
1.0	-0.08100 -0.01500	+15528.20250 +1394.31750	+1393.56750 +166.9800	-209.05500 -25.03500	-10.98750 +1.82250	-1.64250 +0.27750	+10.84500 +3.60000
1.5	+0.04309 -0.01035	+21896.39250 +1871.64000	+1856.25000 +204.50250	-288.06750 -30.65625	-31.92750 +0.93375	-4.79250 +0.13500	+2.72250 +2.56500
2.0	+0.01965 -0.00675	+28135.89000 +2275.09500	+2277.15000 +238.45500	-341.70000 -35.77500	-48.06000 -3.21000	-7.17000 -0.51000	-1.32000 +0.90000
3.0	0 -0.00225	+40286.38500 +3108.39750	+3109.79250 +306.15750	-466.76250 -45.90000	-72.27000 -5.82750	-10.82250 -0.90000	-3.24000 +0.18000
4.0	0 0	+52239.12000 +3918.81000	+3922.05000 +371.97000	-588.81000 -55.83000	-93.12000 -7.80000	-13.98000 -1.20000	-2.31000 +0.15000
5.0	0 0	+64089.63750 +4727.96250	+4723.72500 +439.42500	-709.27500 -65.92500	-112.61250 -9.82500	-16.91250 -1.50000	-0.90000 +0.03750
6.0	0 0	+75845.74500 +5517.36000	+5517.22500 +495.22500	-828.76500 -75.735000	-133.69500 -11.20500	-20.02500 -1.71000	+1.12500 +0.40500
8.0	0 0	+99386.94000 +7089.54000	+7104.18000 +633.54000	-1067.16000 -95.16000	-168.24000 -14.40000	-25.20000 -2.16000	+6.54000 +0.84000
10	0	+122869.27500	+8690.25000	-1305.82500	-208.50000	-31.27500	+9.07500

Bảng PL-19b Hệ số để xác định chuyển vị của điểm đỉnh tường đàn hồi (H = 3C)

α	$\frac{n_o}{p_o}$	$\frac{n_1}{p_1}$	$\frac{n_2}{p_2}$	$\frac{n_3}{p_3}$	$\frac{n_4}{p_4}$	$\frac{n_5}{p_5}$	$\frac{n_6}{p_6}$
0.002	+0.12111 +0.08831	+134.12797 +63.64020	+63.64018 +41.82912	-9.54597 -6.27438	-20.59944 -15.57493	-3.08991 -2.33624	-5.05474 -4.13598
0.005	+0.23891 +0.17241	+291.40537 +128.16727	+127.76707 +82.33699	-19.16505 -12.35051	-39.38377 -30.30015	-5.90764 -4.54504	-9.35111 -7.98968
0.01	+0.32850 +0.24175	+491.06032 +190.30432	+190.30515 +117.26835	-28.54560 -17.59035	-53.60677 -42.20032	-8.04104 -6.33022	-11.88997 -10.97332
0.02	+0.36735 +0.27456	+790.45365 +246.13170	+246.12405 +138.30375	-36.91860 -20.74545	-55.77000 -47.12820	-8.36550 -7.06935	-9.92175 -11.83230
0.03	+0.34673 +0.26415	+1045.30657 +273.22582	+273.22897 +139.25835	-40.98420 -20.88855	-47.58345 -44.39565	-7.13902 -6.65955	-5.28277 -10.62900
0.04	+0.31650 +0.24417	+1285.30560 +293.04270	+292.87230 +135.55650	-43.93140 -20.33370	-37.27380 -39.99540	-5.59020 -5.99970	-0.20280 -8.99760
0.05	+0.27825 +022331	+1519.32862 +311.20087	+311.19150 +131.20500	-46.67850 -19.6800	-27.16837 -35.47837	-4.07400 -5.32125	-6.94425 -7.35675
0.06	+0.24525 +0.20381	+1748.96370 +329.24160	+329.23530 +127.29825	-49.38480 -19.09440	-17.64315 -31.25655	-2.64555 -4.68855	+9.30915 -5.82120
0.08	+0.19080 +0.17082	+2198.47500 +366.25380	+366.28140 +121.60500	-54.94080 -18.17640	-0.88580 -23.85000	-0.13080 -3.57840	+17.58240 -3.09720
0.1	+0.14625 -0.14490	+2635.89450 +404.37150	+404.35800 +118.47525	-60.65400 -17.77200	+13.14975 -18.16425	+1.97250 -2.72700	+24.70875 -0.91125
0.2	-10.01500 +0.07275	+4656.91050 +590.60250	+590.66700 +120.65850	-88.60050 -18.09900	+57.68850 -0.97500	+8.65350 -0.14400	+48.61650 +6.00900
0.3	+0.04500 +0.04005	+6457.69350 +771.69375	+754.65900 +123.00075	-113.20425 -18.45000	+79.43850 +7.14375	+11.32050 +1.07325	+60.97050 +9.53775
0.4	-0.07800 +0.02250	+8107.93800 +897.93600	+897.78900 +142.42200	-134.67300 -21.36300	+89.90700 +11.52600	+13.49400 +1.72500	+67.06500 +11.40900

Bảng PL-19b *(tiếp theo)*

α	n_0 / p_0	n_1 / p_1	n_2 / p_2	n_3 / p_3	n_4 / p_4	n_5 / p_5	n_6 / p_6
0.5	-0.09750	+ 9656.47875	+ 1025.71125	- 153.87750	+ 94.18500	+ 14.14125	+ 69.63371
	-0.01088	+ 1026.12000	+ 152.86125	- 22.92750	+ 13.91250	+ 2.08125	+ 11.82371
0.6	-0.01088	+ 11131.04700	+ 1143.13950	- 181.42750	+ 94.01400	+ 14.11650	+ 68.98050
	-0.00360	+ 1143.19350	+ 162.08100	- 24.32250	+ 15.21450	+ 2.27250	+ 14.76650
0.8	-0.12000	+ 13939.32000	+ 1355.31600	- 203.32800	+ 81.83400	+ 13.19400	+ 63.87600
	-0.00280	+ 1356.15600	+ 179.32200	- 26.91000	+ 17.83400	+ 2.38200	+ 13.69000
1	-0.11490	+ 16626.79500	+ 1550.43000	- 232.62750	+ 77.79000	+ 11.69250	+ 58.07250
	-0.00825	+ 1552.34250	+ 194.68500	- 29.19750	+ 15.4050	+ 2.31000	+ 12.12000
1.5	-0.09855	+ 23068.33875	+ 2001.85875	- 300.38625	+ 48.61125	+ 7.32375	+ 37.01250
	-0.01237	+ 2002.54500	+ 229.72500	- 34.44750	+ 12.11625	+ 1.81125	+ 9.90000
2	-0.07830	+ 29298.48000	+ 2427.70500	- 364.36500	+ 21.9750	+ 3.34500	+ 25.74000
	-0.01050	+ 2429.71500	+ 262.74000	- 39.28000	+ 8.92500	+ 1.3500	+ 8.02500
3	-0.02900	+ 41466.06000	+ 3250.59750	- 487.95750	- 20.81250	- 3.03750	+ 19.26000
	-0.00832	+ 3251.72250	+ 326.79000	- 49.98250	+ 3.87000	+ 0.54000	+ 5.33250
4	-0.02640	+ 53419.98000	+ 4054.53000	- 608.79000	- 53.94000	- 8.01000	+ 11.52000
	-0.00600	+ 4047.90000	+ 389.52000	- 58.41000	- 0.75000	- 0.12000	+ 3.45000
5	-0.02138	+ 65261.43750	+ 4849.01250	- 728.21250	- 81.78750	- 12.18750	+ 7.91250
	-0.00450	+ 4851.71250	+ 454.27500	- 68.10000	- 3.48750	- 0.56250	+ 2.62500
6	0	+ 77036.31000	+ 5638.32000	- 846.90000	- 106.02000	- 15.84000	+ 6.30000
	-0.00360	+ 5624.19000	+ 516.73500	- 77.98500	- 5.85000	- 0.90000	+ 2.38500
8	0	+100500.66000	+ 7212.14000	-1083.54000	- 150.06000	- 22.50000	+ 6.54000
	-0.00180	+ 7201.44000	+ 646.32000	- 97.02000	- 11.16000	- 1.74000	+ 1.62000
10	0	+123930.30000	+ 8781.18000	-1320.30000	- 190.42500	- 28.57500	+ 9.07500
	0	+ 8804.92500	+ 782.92500	- 117.52500	- 15.82500	- 2.47500	+ 1.50000

Bảng PL-19c. Hệ số để xác định chuyển vị của điểm đỉnh tường đàn hồi (H = 5C)

α	$\frac{n_o}{p_o}$	$\frac{n_1}{p_1}$	$\frac{n_2}{p_2}$	$\frac{n_3}{p_3}$	$\frac{n_4}{p_4}$	$\frac{n_5}{p_5}$	$\frac{n_6}{p_6}$
0.002	+0.09192 +0.006655	+137.63482 +66.21958	+66.21990 +43.73521	-9.93297 -6.56029	-21.61874 -16.32889	-3.24281 -2.44935	-5.33551 -4.34367
0.005	+0.18972 +0.13769	+307.57541 +139.71199	+139.71158 +90.91125	-20.95680 -13.63669	-44.10810 -33.70282	-6.61624 -5.05541	-10.65289 -8.93057
0.01	+0.2851 +0.21792	+529.00200 +218.63595	+218.63685 +138.50467	-34.88835 -20.77575	-64.88835 -50.67780	-9.73328 -7.60162	-15.01050 -13.33690
0.02	+0.35362 +0.26095	+857.46855 +297.00570	+297.00465 +177.25230	-44.55060 -26.58780	-76.24410 -62.88120	-11.43675 -9.43215	-15.62910 -16.23780
0.03	+0.35784 +0.26764	+1122.69330 +334.99710	+333.07065 +186.22800	-49.96058 -27.93420	-71.92958 -63.67860	-10.78965 -9.55170	-12.11850 -16.0747
0.04	+0.34047 +0.25857	+1363.40880 +354.37050	+354.37560 +185.08860	-53.15580 -27.76350	-62.56500 -60.66900	-9.38550 -9.10080	-14.89680 -14.89680
0.05	+0.31657 +0.24514	+1592.72850 +370.27425	+370.26825 +180.51412	-54.60563 -27.17725	-51.73463 -56.43000	-7.75988 -8.46375	-2.30100 -13.40437
0.06	+0.29101 +0.23013	+1816.25310 +384.31800	+384.29460 +175.00050	-57.64410 -26.24985	-40.77315 -51.92415	-6.13260 -7.78905	-2.68245 -11.95525
0.08	-0.24234 +0.20244	+2252.11620 +399.15960	+411.58860 +163.39740	-61.73820 -24.59400	-20.23200 -42.81420	-3.15480 -6.42120	+11.98320 -8.75940
0.1	-0.20040 +0.17685	+2676.50850 +439.96275	+439.94325 +156.19575	-65.99100 -23.43000	-2.16000 -36.02700	-0.2400 -5.40525	+20.25750 -6.38925
0.2	+0.06690 +0.10200	+4670.72550 +592.66500	+592.62300 +112.0450	-88.89300 -20.85900	+59.18550 -12.62550	+8.87700 -1.89430	-49.47150 -2.00550
0.3	-0.00157 +0.06593	+6476.54850 +741.20850	+741.01725 +139.43925	-111.15450 -20.91150	+92.27925 -0.80110	+13.8370 -0.12150	+65.95200 +6.4825
0.4	-0.04110 +0.04500	+8144.24400 +877.23600	+877.68300 +144.71400	131.64900 -21.71100	+110.51100 -5.97300	+16.58100 +0.89400	+75.20700 +9.09300

Bảng PL-19c *(tiếp theo)*

α	n_o / p_o	n_1 / p_1	n_2 / p_2	n_3 / p_3	n_4 / p_4	n_5 / p_5	n_6 / p_6
0.05	-0.06450 +0.03187	+ 9711.68875 + 1003.70625	+ 1003.26750 + 151.96500	- 150.49125 - 22.80000	+ 120.05625 + 10.03500	+ 18.00750 + 1.50375	+ 80.05875 + 10.43625
0.6	-0.08190 +0.02295	+ 11205.77850 + 1120.89700	+ 1120.10400 + 159.17850	- 168.10200 - 23.88150	+ 124.02900 + 12.57300	+ 18.60750 + 1.88100	+ 82.04400 + 11.26350
0.08	-0.09060 +0.01140	+ 14042.43000 + 1335.36000	+ 1334.67600 + 174.51600	- 200.20800 - 26.16600	+ 122.52600 + 14.70600	+ 18.36600 + 2.19600	+ 81.16800 + 11.73600
1.0	-0.09900 +0.00600	+ 16749.72750 + 1532.78250	+ 1533.13500 + 188.72250	- 229.98750 - 28.32000	+ 114.26200 + 15.25500	+ 17.13750 + 2.28000	+ 76.98750 + 11.52750
1.5	-0.08437 -0.00009	+ 23212.57500 + 1989.56250	+ 1991.47500 + 233.31250	- 298.74375 + 33.48000	+ 85.15100 + 13.18500	+ 12.78000 + 1.98000	+ 63.04500 + 9.81000
2.0	-0.08250 -0.00159	+ 29444.6100 + 2423.01000	+ 2123.69500 + 257.86500	- 363.40500 - 38.67000	+ 55.23000 + 10.00500	+ 8.29500 + 1.50000	+ 50.02500 + 8.80500
3.0	-0.04950 -0.00173	+ 41597.57250 + 3246.84000	+ 3251.43000 + 322.92000	- 487.82250 - 48.44250	+ 6.09750 + 4.36500	+ 0.92250 + 0.63000	+ 32.28750 + 5.17500
4.0	-0.03300 -0.00099	+ 53528.28000 + 4048.92000	+ 4055.31000 + 385.86000	- 608.43000 - 57.90000	- 31.38000 + 0.42000	- 4.71000 + 0.06000	+ 22.44000 + 3.57000
5.0	-0.1125 -0.00041	+ 65368.16250 + 4847.58750	+ 4852.65000 + 450.90000	- 728.02500 - 67.65000	- 60.37500 - 2.55000	- 9.15000 - 0.33750	+ 17.66250 + 2.77500
6.0	-0.00450 0	+ 77160.15000 + 5656.00500	+ 5649.66000 + 519.70500	- 847.71000 - 77.49000	- 88.74000 - 6.21000	- 13.27500 - 0.94500	+ 15.03000 + 2.07000
8.0	0 0	+100604.64000 + 7211.40000	+ 7221.90000 + 646.38000	-1083.66000 - 96.84000	- 133.14000 - 11.10000	- 20.22000 - 1.74000	+ 15.18000 + 1.26000
10.0	0 0	+124003.20000 + 8786.6250	+ 8800.12500 + 973.47500	-1320.52500 - 115.87500	- 177.2250 - 14.17500	- 26.62500 - 1.80000	+ 16.27500 + 1.50000

Bảng PL-19d. Hệ số để xác định chuyển vị của điểm đỉnh tường đàn hồi (H =∞)

α	$\frac{n_0}{p_0}$	$\frac{n_1}{p_1}$	$\frac{n_2}{p_2}$	$\frac{n_3}{p_3}$	$\frac{n_4}{p_4}$	$\frac{n_5}{p_5}$	$\frac{n_6}{p_6}$
0.002	+0.07916 +0.05727	+139.14223 +67.33130	+67.33129 +44.54695	-10.09992 -6.68205	-22.05673 -16.64701	-3.30844 -2.49708	-5.45572 -4.43083
0.05	+0.16701 +0.12174	+314.77241 +145.02709	+145.02105 +94.79966	-21.75322 -14.21992	-46.20626 -35.23061	-6.93086 -5.28461	-11.23162 -9.34845
0.01	+0.25961 +0.19138	+548.09340 +232.09402	+232.83675 +148.11240	-34.92675 -22.21695	-70.53975 -54.80235	-10.57972 -8.22030	-16.56990 -14.46075
0.02	+0.33660 +0.24947	+894.87240 +325.83075	+325.83045 +200.22225	-48.75450 -29.80815	-87.88065 -71.42505	-13.18170 -10.71360	-18.87765 -18.60135
0.03	+0.35057 +0.26390	+1169.35717 +369.86220	+369.85927 +207.06592	-55.47915 -32.12302	-87.06667 -74.91240	-13.05787 -11.23290	-16.39665 -19.20442
0.04	+0.34059 +0.26103	+1412.15100 +394.56780	+394.56240 +216.21150	-59.18490 -32.43180	-79.34100 -73.34100	-11.92710 -11.00040	-15.22290 -18.45540
0.05	+0.32340 +0.25133	+1639.60687 +411.14625	+411.10875 +212.89912	-61.66612 -31.93462	-69.49012 -69.7950	-10.42237 -10.46887	-7.49212 -17.19000
0.06	+0.29885 +0.23904	+1858.47525 +424.19565	+424.19115 +207.47520	-63.62865 -31.12155	-58.76415 -65.53440	-8.79390 -9.78030	-2.65050 -15.74865
0.08	+0.25332 +0.21336	+2281.40160 +447.21580	+447.20220 +195.53760	-67.08240 -29.33040	-37.86960 -56.86560	-5.67960 -8.52900	+6.51420 -12.87060
0.1	+0.21188 +0.19005	+2691.22725 +469.8870	+477.42300 +184.74600	-70.48800 -27.71325	-19.02450 -48.95775	-2.85150 -7.34400	+14.67225 -10.26225
0.2	+0.07335 +0.11430	+4606.83600 +595.95750	+595.89000 +155.87550	-89.38200 -23.38050	+45.04800 -22.97850	+6.76200 -3.44550	+43.07100 -1.54650
0.3	+0.003473 +0.07560	+6345.78975 +725.18625	+724.88250 +148.45725	-108.89325 -22.26600	+78.41700 -9.74475	+11.77200 -1.46250	+58.36275 +2.95200
0.4	-0.03480 +0.05430	+7959.62100 +848.00400	+847.41900 +148.14600	-127.11900 -22.12800	+96.030000 -2.19000	+14.41800 -0.03600	+66.32100 +5.45100

Bảng PL-19*d* (tiếp theo)

α	n_0 / p_0	n_1 / p_1	n_2 / p_2	n_3 / p_3	n_4 / p_4	n_5 / p_5	n_6 / p_6
0.5	-0.05850 +0.04050	+ 9477.96750 + 963.11250	+ 960.18750 + 152.18625	- 143.68500 - 22.82250	+ 105.29624 + 2.26500	+ 15.81000 + 0.33000	+ 70.15500 + 6.82875
0.6	-0.07200 +0.03060	+10943.96400 + 1072.24200	+ 1072.06650 + 156.90150	- 160.81200 - 23.53500	+ 107.77050 + 5.03100	+ 16.62750 + 0.75150	+ 71.17200 + 7.61400
0.8	-0.08340 +0.01980	+13730.93400 + 1278.93800	+ 1276.45800 + 168.44400	- 191.47200 - 25.27800	+ 105.25200 + 7.75200	+ 15.80400 + 1.16400	+ 69.28200 + 8.09400
1.0	-0.08325 +0.01275	+16406.91750 + 1468.96500	+ 1469.55750 + 181.08000	- 220.47850 - 27.17250	+ 96.83250 + 8.47500	+ 14.55750 + 1.22250	+ 64.86750 + 7.83000
1.5	-0.07313 +0.00675	+22818.06000 + 1922.35500	+ 1920.26250 + 217.41750	- 288.04500 - 32.01750	+ 69.42375 + 7.44750	+ 10.45125 + 1.13625	+ 52.04250 + 6.46875
2.0	0.05835 -0.00450	+29019.13500 + 2347.89000	+ 2348.94000 + 246.18000	- 352.36500 - 36.94500	+ 42.58500 + 5.25000	+ 6.45000 + 0.79500	+ 40.61600 + 5.14500
3.0	-0.03645 +0.00405	+41129.93250 + 3172.29750	+ 3174.93000 + 312.07500	- 476.59500 - 46.82250	+ 1.86750 + 0.78750	- 0.18000 + 0.15750	+ 26.86500 + 3.10500
4.0	-0.02340 +0.00390	+53010.72000 + 3982.68000	+ 3950.1000 + 378.66000	- 597.45000 - 56.85000	+ 35.88000 - 2.94000	- 5.34000 - 0.39000	+ 19.56000 + 1.98000
5.0	-0.01650 +0.00375	+64849.68750 + 4720.23750	+ 4777.76250 + 422.2000	- 716.66250 - 66.33750	- 62.92500 - 5.28750	- 9.60000 - 0.71250	+ 16.46250 + 1.35000
6.0	-0.01215 +0.00360	+76612.05000 + 5610.10500	+ 5574.80500 + 507.73500	- 836.37000 - 76.32000	- 105.3000 - 7.60500	- 13.5000 - 1.21500	+ 13.95000 + 1.12500
8.0	-0.00840 +0.00360	+100054.20000 + 7148.4000	+ 7155.6000 + 633.78000	- 1073.58000 - 95.22000	- 138.6600 - 11.34000	- 20.7000 - 1.68000	+ 12.66000 + 1.14000
10	-0.00600 +0.00337	+123471.37500 + 8730.22500	+ 8737.27500 +766.05.05000	- 1311.22500 - 115.2000	-180.450000 - 13.72500	- 27.07500 - 2.25000	+ 14.47500 + 1.27500

Bảng PL-20. Áp lực đối với địa tầng trường hợp tường đàn hồi

H_{td}	λ_1	λ_2	λ_3	λ_4	λ_5	λ_6	Tích số
(Thẳng đứng)	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	δ_5	δ_6	
			$\mu_o = 0.2$				
$c = 0.2d_m$	-0.1513 +0.2117	-0.0645 +0.1919	0 +0.1933	+0.0645 +0.1919	+0.1513 +0.2117	-500 +0.578	$d_m.\varphi_o$ Q_t
$2c = 0.4d_m$	-0.0942 +0.2318	-0.0301 +0.1778	0 +0.1809	+0.0301 +0.1778	+0.0942 +0.2318	-0.500 +1.0833	$d_m.\varphi_o$ Q_t
$3c = 0.6d_m$	-0.0776 +0.2475	-0.0217 +0.1704	0 +0.1633	+0.0217 +0.1704	+0.0776 +0.2475	-0.500 +1.5330	$d_m.\varphi_o$ Q_t
$4c = 0.8d_m$	-0.0707 +0.2613	-0.0173 +0.1612	0 +0.1550	+0.0173 +0.1612	+0.0707 +0.2613	-0.500 +1.9368	$d_m.\varphi_o$ Q_t
$5c = 1d_m$	-0.0669 +0.2686	-0.0159 +01.572	0 +0.1483	+0.0159 +0.1572	+0.0669 +0.2686	-0.500 +2.2945	$d_m.\varphi_o$ Q_t
∞	-0.0601 +0.2894	-0.0133 +0.143	0 +0.1352	+0.0133 +0.143	+0.0601 +0.2894	- -	$d_m.\varphi_o$ Q_t
			$\mu_o = 0.3$				
$c = 0.2d_m$	-0.1598 +0.204	-0.0741 +0.196	0 +0.199	+0.0741 +0.196	+0.1598 +0.204	-0.500 +0.502	$d_m.\varphi_o$ Q_t
$2c = 0.4d_m$	-0.0983 +0.228	-0.326 +0.180	0 +0.184	+0.0326 +0.180	+0.0983 +0.228	-0.500 +0.985	$d^m.\varphi_o$ Qt
$3c = 0.6d_m$	-0.0802 +0.247	-0.0215 +0.169	0 +0.168	+0.0215 +0.169	+0.0802 +0.247	-0.500 1.408	$d_m.\varphi_o$ Q_t
$4c = 0.8d_m$	-0.0721 +0.259	-0.0177 +0.1625	0 +0.157	+0.0177 +0.1625	+0.0721 +0.259	-0.500 +1.809	$d_m.\varphi_o$ Q_t
$5c = 1d_m$	-.0667 +0.271	-0.0175 +0.153	0 +0.152	+0.0175 +0.153	+0.0667 +0.271	-0.500 +2.168	$d_m.\varphi_o$ Q_t
∞	-0.0601 +0.2894	-0.0133 +0.143	0 +0.1352	+0.0133 +0.143	+0.0601 +0.2894	- -	$d_m.\varphi_o$ Q_t
			$\mu_o = 0.4$				
$c = 0.2d_m$	-0.1866 +0.196	-0.0931 +0.201	0 +0.206	+0.0931 +0.201	+0.1866 +0.196	-0.500 +0.37358	$d_m.\varphi_o$ Q_t
$2c = 0.4d_m$	-0.1064 +0.221	-0.0367 +0.184	0 +0.190	+0.0367 +0.184	+0.1064 +0.221	-0.500 +0.78978	$d_m.\varphi_o$ Q_t
$3c = 0.6d_m$	-0.0840 +0.241	-0.0231 +0.172	0 +0.174	+0.0231 +0.172	+0.0840 +0.21	-0.500 +1.19741	$d_m.\varphi_o$ Q_t
$4c = 0.8d_m$	-0.0743 +0.255	-0.0185 +0.165	0 +0.160	+0.0185 +0.165	+0.0743 +0.255	-0.500 +1.60288	$d_m.\varphi_o$ Q_t
$5c = 1d_m$	-0.0691 +0.264	-0.0167 +0.160	0 +0.152	+0.0167 +0.160	+0.0691 +0.264	-0.500 +1.97847	$d_m.\varphi_o$ Q_t
∞	-0.0601 +0.2894	-0.0133 +0.143	0 +0.1352	+0.0133 +0.143	+0.0601 +0.2984	- -	$d_m.\varphi_o$ Q_t

Bảng PL-21. Chiều dài (u), tiết diện (F), Mômen quán tính (J), Mômen kháng (W), bán tính quán tính (i) của trụ tròn ở tiết diện hình tròn

D.Kính d (cm)	Chiều dài Trụ u (cm)	D.T.tiết diện F (cm^2)	Mômen quán tính J (cm^4)	Mômen kháng W (cm^3)	Bán kính quán tính i (cm)
3	9.4	7.1	4.0	2.7	0.75
4	12.6	12.6	12.6	6.3	1.00
5	15.7	19.6	30.7	12.3	1.25
6	18.8	28.3	63.6	21.2	1.50
7	22.0	38.5	117.9	33.7	1.75
8	25.1	50.3	201.1	50.3	2.00
9	28.3	63.6	322.1	71.6	2.25
10	31.4	78.5	490.9	98.2	2.50
11	34.6	95.0	719	131	2.75
12	37.7	113.4	1018	170	3.00
13	40.8	132.7	1402	216	3.25
14	44.0	154.0	1886	269	3.50
15	47.1	176.7	2485	331	3.75
16	50.3	201.1	3217	402	4.00
17	53.4	227.0	4100	482	4.25
18	56.5	254.5	5153	573	4.50
19	59.7	283.5	6397	673	4.75
20	62.8	315.2	7854	785	5.00
21	66.0	346.3	9549	909	5.25
22	69.1	380.1	11499	1045	5.50
23	72.3	415.5	13737	1194	5.75
24	75.4	452.4	16286	1357	6.00
25	78.5	490.9	19175	1534	6.25
26	81.7	530.9	22432	1726	6.50
27	84.8	572.6	26087	1932	6.75
28	88.0	615.8	30172	2155	7.00
29	91.1	660.5	34719	2394	7.25
30	94.2	706.9	39761	2651	7.50
31	97.1	755	45333	2925	7.75
32	100.5	804	51472	3217	8.00
33	103.5	855	58214	3528	8.25
34	106.7	908	65597	3859	8.50
35	109.9	962	73562	4209	8.75
36	113.0	1018	82448	4580	9.00
37	116.2	1075	91988	4973	9.25
38	116.2	1134	102354	5387	9.50
39	122.5	1195	113561	5824	9.75
40	125.6	1257	125664	6283	10.00

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Quy trình khảo sát địa chất công trình để thiết kế và xây dựng các công trình ngầm 14TCN 13:1985.* Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội 2000

2. Ngô Thế Phong và các tác giả. *Kết cấu bê tông cốt thép, phần cấu kiện cơ bản.* Nhà xuất bản Khoa học và Kĩ thuật. Hà Nội 1996

3. Ly Cha Kiơng. *Thiết kế công trình hầm, Tập I, Tập II.* Nhà xuất bản Giáo dục. Bình Nhưỡng 1968 và 1969.

4. Kim Đông Kiô. *Thiết kế công trình ngầm.* Nhà xuất bản Xây dựng. Bình Nhưỡng 1970.

5. Nguyễn Thế Phùng, Nguyễn Ngọc Tuấn. *Thi công hầm.* Nhà xuất bản Khoa học và Kĩ thuật. Hà Nội 1997.

6. Nguyễn Thế Phùng, Nguyễn Quốc Hùng. *Thiết kế công trình hầm giao thông.* Nhà xuất bản Giao thông vận tải. Hà Nội 1998.

7. Trần Thanh Giám. *Khoáng vật & Thạch học công trình.* Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội 2001

MỤC LỤC

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH NGẦM

Chịu trách nhiệm xuất bản

BÙI HỮU HẠNH

Biên tập : TRẦN CƯỜNG

Chế bản : VIỆT HƯNG

Sửa bản in : MINH TUẤN

Bìa : NGUYỄN HỮU TÙNG

In 1000 cuốn, khổ 19x27cm, tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng kí xuất bản số 06XB/QLXB-25 ngày 4-1-2002. In xong nộp lưu chiểu tháng 1/2003.



6X4.02
XD- 2003
06 - 2002

Giá : 55.000đ